

پروژه سازه های بتن آرمه

تهیه کننده

سوران زوراسنا

soranzorasna@gmail.com

مرجع تخصصی مهندسی عمران

www.Mcivil.ir

دانلود انواع پروژه های دانشجویی مهندسی عمران

فیلم های آموزشی نرم افزار

آگهی های استخدامی عمران به صورت روزانه

۱	مشخصات پروژه
۱	ترکیبات بار طراحی
۲	بارگذاری مرده
۸	بارگذاری زنده
۱۱	بارگذاری برف
۱۴	بار باد
۱۸	وزن لرزه‌ای
۲۳	بار زلزله
۲۸	بارگذاری و تحلیل قابها با استفاده از ETABS
۵۵	طراحی تیر
۶۴	طراحی ستون
۶۹	طراحی سقف – تیرچه بلوک
۷۲	طول گیرایی میلگردها
۷۹	محاسبات مربوط به وصله‌ها
۸۰	بررسی ترک خوردگی دیوار برشی
۸۲	شاخص پایداری
۸۳	کنترل تغییرمکان جانبی نسبی
۸۴	میلگردها طراحی شده توسط نرم افزار
۱۰۰	منابع

مشخصات پروژه

- شهر و محل احداث پروژه: سنندج
- نوع کاربری ساختمان: اداری
- ابعاد و تعداد طبقات ساختمان: مساحت کل زیر بنا ۳۰۰/۰۰ مترمربع است، تعداد طبقات ساختمان ۴ طبقه می باشد. ارتفاع تمامی طبقات با در نظر گرفتن ضخامت سقف ۳/۲۰ متر است.
- نوع سقف: دو طبقه اول دال بتن مسلح، دو طبقه بعدی تیرچه با بلوک پلی استایرن
- سیستم سازه ای: در جهت X سیستم قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط
- و در جهت Y سیستم قاب خمشی بتن آرمه متوسط
- مقاومت مصالح مصرفی: بتن مصرفی در اعضا، سقف و پی ساختمان دارای مقاومت فشاری مشخصه $f_c = 25 \text{ MPa}$ می باشد. آرماتورهای مصرفی طولی از نوع AIII و آرماتورهای عرضی از نوع AII می باشد.
- مشخصات خاک: خاک از نوع تیپ ۲ و با تنش مجاز ۲ کیلوگرم بر سانتیمترمربع می باشد.
- نرم افزار مورد استفاده برای طراحی ساختمان: ETABS2016

ضوابط و آیین نامه های طراحی

- مباحث بارگذاری طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان سال ۱۳۹۲
- مباحث نیروی جانبی زلزله طبق آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم
- مباحث طراحی المان های سازه ای طبق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان سال ۱۳۹۲

مشخصات مصالح

$$f_c = 25 \text{ MPa} \quad , \quad \gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3 \rightarrow E_c = (3300\sqrt{25} + 6900) \left(\frac{25}{23}\right)^{1.5} = 23401.13 \text{ MPa}$$

$$AIII \rightarrow f_{yk} = 400 \text{ MPa} \quad , \quad f_{su} = 600 \text{ MPa}$$

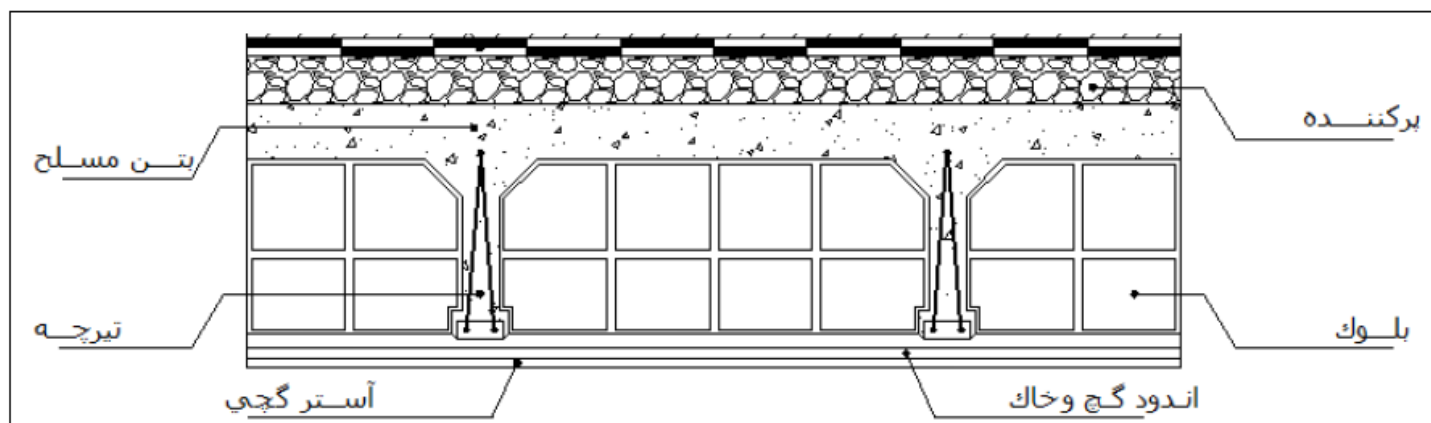
$$AII \rightarrow f_{yk} = 340 \text{ MPa} \quad , \quad f_{su} = 500 \text{ MPa}$$

ترکیبات بار طراحی

مطابق مبحث نهم ترکیبات بار طراحی برای حالات حدی برای سازه های بتن آرمه به صورت زیر است:

- $1.25D + 1.50L + 1.50L_r$
- $D + 1.20L + 1.20L_r + 1.20(0.7E)$
- $0.85D + 1.20(0.7E)$

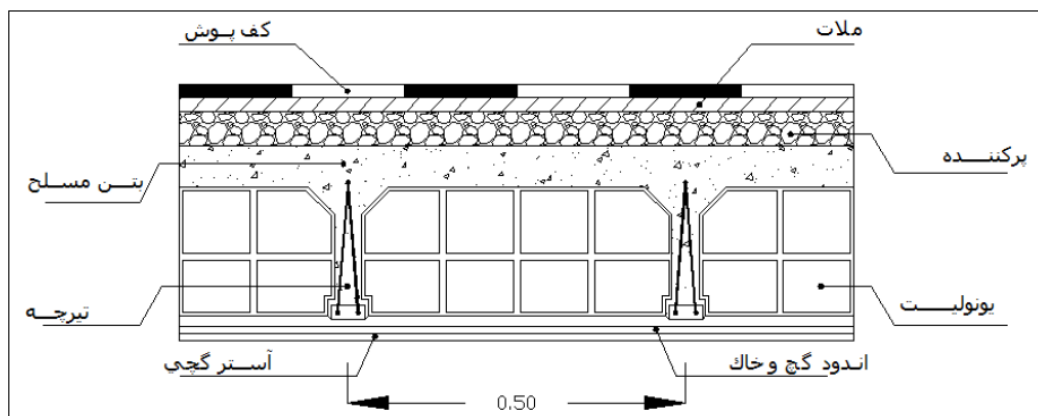
جزئیات سقف تیرچه با بلوک پلی استایرن بام



نوع لایه	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (Kg/m^3)	وزن واحد سطح (Kg/m^2)
ایزوگام	-	-	5.00
ملات ماسه و سیمان	0.02	2100	42.00
بتن فوم	0.10	350	35.00
بتن روی تیرچه ها	0.05	2400	120.00
تیرچه بتنی	0.10×0.20	2400	48.00
بلوک پلی استایرن	-	-	15.00
اندود گچ و خاک	0.015	1600	24.00
اندود گچ رویه	0.01	1300	13.00

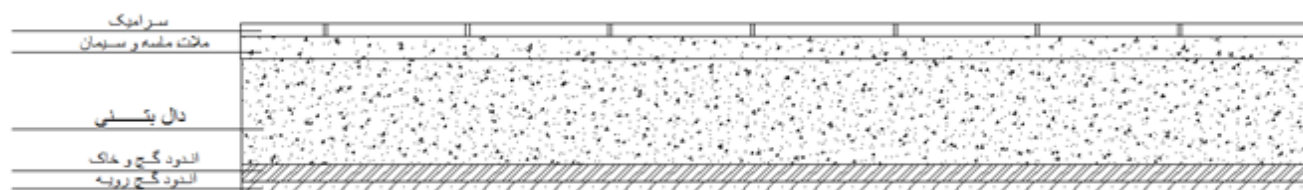
$$\sum = 302.00 \frac{Kg}{m^2}$$

جزئیات سقف تیرچه با بلوک پلی استایرن طبقات



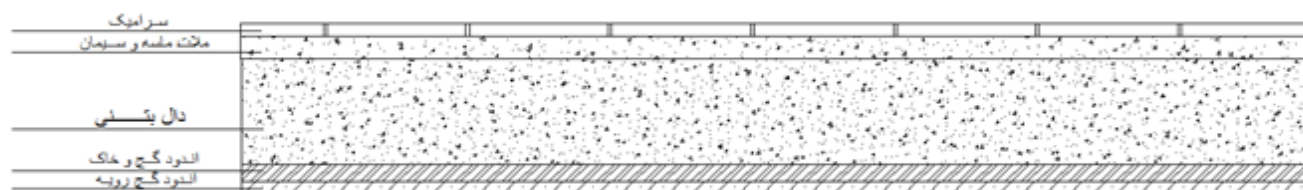
نوع لایه	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (Kg/m^3)	وزن واحد سطح (Kg/m^2)
سرامیک	0.020	2100	42.00
ملات ماسه و سیمان	0.02	2100	42.00
بتن فوم	0.05	350	17.50
بتن روی تیرچه ها	0.05	2400	120.00
تیرچه بتنی	0.10×0.20	2400	48.00
بلوک پلی استایرن	-	-	15.00
اسفند گچ و خاک	0.015	1600	24.00
اسفند گچ رویه	0.01	1300	13.00
$\Sigma = 321.50 \frac{Kg}{m^2}$			

جزئیات کف دال بتن مسلح طبقات

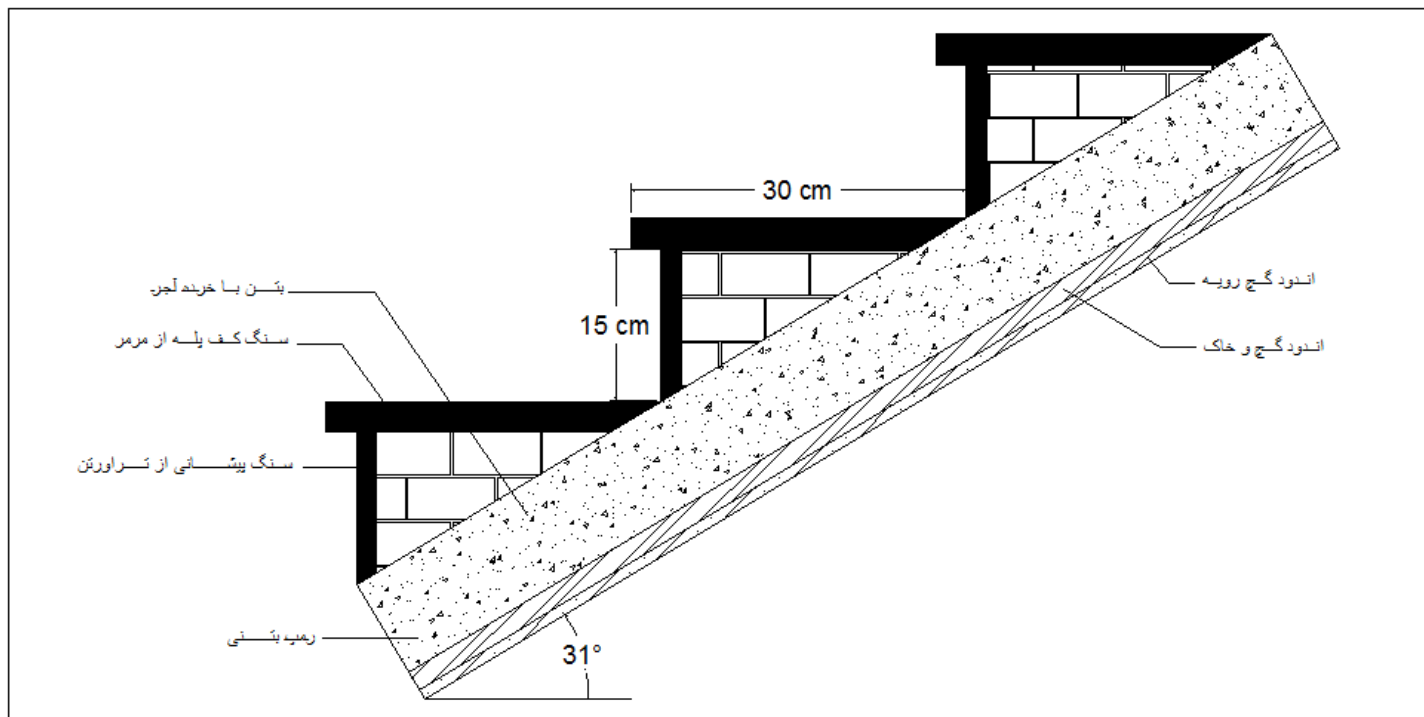


نوع لایه	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (Kg/m^3)	وزن واحد سطح (Kg/m^2)
سرامیک	0.02	2100	42.00
ملات ماسه و سیمان	0.02	2100	42.00
دال بتن مسلح	0.15	2400	360.00
اندود گچ و خاک	0.015	1600	24.00
اندود گچ رویه	0.01	1300	13.00
$\sum = 481.00 \frac{Kg}{m^2}$			

جزئیات کف دال بتن مسلح پاگردها



نوع لایه	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (Kg/m^3)	وزن واحد سطح (Kg/m^2)
سرامیک	0.02	2100	42.00
مالت ماسه و سیمان	0.02	2100	42.00
دال بتن مسلح	0.10	2400	240.00
اندود گچ و خاک	0.015	1600	24.00
اندود گچ رویه	0.01	1300	13.00
			$\sum = 361.00 \frac{Kg}{m^2}$



نوع لایه	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (Kg/m^3)	تعداد	وزن واحد سطح (Kg/m^2)
سنگ مرمر کف پله	0.03	2700	1	81.00
سنگ تراورتن پیشانی	$0.15 \times 0.02 = 0.003$	2400	1/0.30	24.00
بتن با خرده آجر	$0.50 \times 0.15 \times 0.25 = 0.01875$	1700	1/0.30	106.25
بتن رملی	0.10	2400	1/cos31	280.00
اندود گچ و خاک	0.015	1600	1/cos31	28.00
اندود گچ رویه	0.01	1300	1/cos31	15.17

$$\sum \approx 535 \text{ kgf/m}^2$$

جزئیات دیوار خارجی

نوع لایه	ضخامت (m)	تعداد	وزن واحد حجم (Kg/m^3)	وزن واحد سطح (Kg/m^2)
ورق کامپوزیت با رویه آلومینیوم	-	-	-	10.00
ملات ماسه و سیمان	0.020	1	2100	42.00
آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان	0.07	2	850	119.00
پلی استایرن	-	-	-	15.00
اندود گچ و خاک	0.015	1	1600	24.00
اندود گچ سفید	0.01	1	1300	13.00
$\sum = 223.00 \frac{Kg}{m^2}$				

جزئیات دیوار برشی

نوع لایه	ضخامت (m)	تعداد	وزن واحد حجم (Kg/m^3)	وزن واحد سطح (Kg/m^2)
ورق کامپوزیت با رویه آلومینیوم	-	-	-	10.00
بتن آرمه	0.25	1	2400	600.00
اندود گچ و خاک	0.015	1	1600	24.00
اندود گچ سفید	0.01	1	1300	13.00
$\sum = 647.00 \frac{Kg}{m^2}$				

جزئیات تیغه داخلی

نوع لایه	ضخامت (m)	تعداد	وزن واحد حجم (Kg/m^3)	وزن واحد سطح (Kg/m^2)
اندود گچ سفید	0.01	2	1300	26.00
اندود گچ و خاک	0.015	2	1600	48.00
آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان	0.07	1	850	59.50
$\sum = 133.50 \frac{Kg}{m^2}$				

جزئیات دیوار جانبی

نوع لایه	ضخامت (m)	ارتفاع (m)	وزن واحد حجم (Kg/m^3)	وزن واحد طول (Kg/m)
ورق کامپوزیت با رویه آلومینیوم	-	0.80	-	8.00
ملات ماسه و سیمان	0.02	0.80	2100	67.20
آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان	0.07	0.80	850	47.60
ایزوگام	-	-	-	5.00
$\sum = 127.80 \frac{Kg}{m}$				

ضخامت دیوار برشی (cm)	ستون (cm^2)	تیر (cm^2)	طبقه
25	45×45	45×45	اول
25	45×45	45×45	دوم
25	40×40	40×40	سوم
25	40×40	40×40	چهارم
	35×35	35×35	خرپشته

توضیحی در رابطه با ارتفاع دیوارها و طول تیرها

در این رابطه باید توجه داشت که آیا دیوار بر روی پانلها قرار دارد و یا بر روی تیرها؟

اگر دیوارها بر روی پانلها باشند ارتفاع دیوار برابر است با تفریق ارتفاع سقف طبقه از ارتفاع طبقه.

و اگر دیوارها بر روی تیرها باشند ارتفاع دیوار برابر است با تفریق نصف ارتفاع تیرهای بالا و پایین طبقه موردنظر از ارتفاع طبقه.

در زیر ارتفاع دیوارها آورده شده است.

طبقه	ارتفاع طبقه (m)	ارتفاع دیوارها روی پانلها (m)	ارتفاع دیوارها روی تیرها (m)	طول تیرها (m)
اول	3.20	2.90	2.975	150.90
دوم	3.20	2.90	2.75	150.90
سوم	3.20	2.90	2.775	153.30
چهارم	3.20	2.90	2.80	153.30
خرپشته	2.70		2.325	16.65

بار زنده

بارهای زنده وارد بر سازه موضوع فصل پنجم مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲ می باشد. طبق مبحث ششم، بارهای زنده به هشت دسته تقسیم بندی می شوند. مطابق بند ۶-۵-۲-۲ که مربوط به ضوابط دیوارهای تقسیم کننده است، در ساختمانهای اداری و یا سایر ساختمانهایی که در آنها احتمال استفاده از دیوارهای تقسیم کننده و یا جابجایی آنها وجود دارد، باید به عنوان سر بار زنده به سازه اعمال شود.

بار معادل تیغه بندی

از دیوارهای داخلی یا تیغه ها برای جداسازی فضاهای داخلی استفاده می شود. ضخامت این دیوارها در کل بطور معمول برابر ۱۵ سانتی متر می باشد. با توجه به اینکه این تیغه بندی در زمان بهره برداری ممکن است ثابت نباشد و در زمانهای مختلف مکان آنها متغیر باشد لذا اعمال بار تیغه ها در مکان خود امری توجیه پذیر نیست و در محاسبات از بار معادل تیغه بندی به صورت گسترده در تمام سطح سازه استفاده می کنیم.

مطابق بند ۶-۵-۲-۲ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش سال ۱۳۹۲ چنانچه وزن هر مترمربع سطح دیوارهای جدا کننده از 200 kgf/m^2 کمتر باشد می توانیم آنها را به عنوان بار زنده و بطور گسترده در کف طبقات پخش نماییم. اما چنانچه وزن هر مترمربع سطح دیوارهای جدا کننده از مقدار فوق بیشتر باشد وزن آن باید به عنوان بار مرده در نظر گرفته شده و در محل واقعی خود اعمال شود. برای محاسبه بار معادل ابتدا باید طول و ارتفاع دیوارهای جدا کننده را بدست آوریم.

بار معادل (kgf/m^2)	مساحت (m^2)	وزن (kgf)	پار تیشن			طبقه
			ارتفاع (m)	طول (m)	شدت بار سطحی (kgf/m^2)	
98.54	277.1025	27305.6895	2.90	70.53	133.50	اول (همکف)
105.34	277.1025	29191.11	2.90	75.40	133.50	دوم
90.05	277.1025	24951.8175	2.90	64.65	133.50	سوم و چهارم

مطابق بند ۶-۵-۲-۵ مبحث ششم (ویرایش ۱۳۹۲)، حداقل مقدار بار معادل تیغه ها برابر ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع می باشد، لذا بار معادل تیغه بندی در طبقه همکف و طبقات سوم و چهارم برابر 100 kgf/m^2 در نظر گرفته می شود. همچنین مطابق استثنای عنوان شده در بند فوق اگر حداقل بار زنده وارده بر طبقات بیشتر از 400 kgf/m^2 باشد، نیازی به در نظر گرفتن بار معادل تیغه ها نمی باشد. رعایت این استثنا مستلزم بدست آوردن مقدار حداقل بار زنده طبقات براساس مبحث ششم و بطور خاص جدول ۶-۵-۱ می باشد.

برای محاسبه بار زنده طبقات، با توجه به کاربریهای قسمتهای مختلف سازه از جدول ۶-۵-۱ مبحث ششم به شرح زیر استفاده خواهیم کرد.

- طبقه بام. مطابق ردیف ۱-۱ مقدار حداقل بار زنده گسترده یکنواخت برابر 150 kgf/m^2 می باشد.
- راه پله. مطابق ردیف ۳-۳ مقدار حداقل بار زنده گسترده یکنواخت برابر 500 kgf/m^2 می باشد.
- دفاتر کار معمولی. مطابق ردیف ۱-۷ مقدار حداقل بار زنده گسترده یکنواخت برابر 250 kgf/m^2 می باشد.
- راهروهای سایر طبقات. مطابق ردیف ۳-۷ مقدار حداقل بار زنده گسترده یکنواخت برابر 350 kgf/m^2 می باشد.
- سرویسهای بهداشتی. مطابق ردیف ۱-۴ مقدار حداقل بار زنده گسترده یکنواخت برابر 200 kgf/m^2 می باشد.
- سالنهای غذاخوری و رستورانها. مطابق ردیف ۳-۲ مقدار حداقل بار زنده گسترده یکنواخت برابر 500 kgf/m^2 می باشد.
- انباریهای سبک. مطابق ردیف ۴-۱۲ مقدار حداقل بار زنده گسترده یکنواخت برابر 600 kgf/m^2 می باشد.
- شبستان مساجد و تکایا. مطابق ردیف ۷-۲ مقدار حداقل بار زنده گسترده یکنواخت برابر 600 kgf/m^2 می باشد.

با توجه به استثنای بند ۶-۵-۵ مبحث ششم با توجه به اینکه مقدار حداقل بار زنده گسترده وارده به طبقات در تعدادی از قسمتها از 400 kgf/m^2 کمتر است، لذا لازم است در این پانلها بار معادل تیغهها را از نوع بار زنده در طبقات اعمال کنیم. توجه کنید که بار زنده معادل تیغهها شامل راه پلهها نمی شود. به دلیل آموزشی بودن پروژه بار معادل تیغهها به تمام پانلها وارد شده است.

با توجه به اینکه در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بار معادل دیوارهای جداکننده از نوع بار زنده محسوب می شود، باید توجه شود که این بار را باید با بارهای زنده طبقات جداگانه در نظر گرفت. به دلیل اینکه این بار معادل تیغهها باری ثابت است لذا باید ۱۰۰ درصد در هنگام وقوع زلزله مشارکت داشته باشد. لذا در محاسبه وزن طبقات این بار را جزو بار مرده به حساب آورده و همین بار را در هنگام بارگذاری بر روی قابها آن را از نوع بار زنده در نظر خواهیم گرفت.

بار برف

بار برف بنا به تعریف وزن لایه برفی است که براساس آمار موجود در منطقه احتمال تجاوز آن در سال کمتر از ۲ درصد (دوره بازگشت ۵۰ سال) باشد. بار برف موضوع فصل هفتم مبحث ششم (ویرایش ۱۳۹۲) می‌باشد. مبحث ششم براساس جامعه آماری از هر منطقه، کل کشور را به شش منطقه تقسیم‌بندی کرده است که باید با توجه به شهر محل پروژه میزان بار برف را برای هر پروژه بدست آوریم. از آنجا که محل احداث پروژه شهر سنندج می‌باشد، با توجه به جدول ۶-۷-۱ مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۲ جزء شهرهای منطقه ۴ به شمار می‌آید. حال با توجه به نوع منطقه بار برف مبنا را مطابق زیر محاسبه می‌کنیم.

منطقه ۱ : مناطق با برف نادر	۲۵ دکانیوتن بر مترمربع
منطقه ۲ : مناطق با برف کم	۵۰ دکانیوتن بر مترمربع
منطقه ۳ : مناطق با برف متوسط	۱۰۰ دکانیوتن بر مترمربع
منطقه ۴ : مناطق با برف زیاد	۱۵۰ دکانیوتن بر مترمربع
منطقه ۵ : مناطق با برف سنگین	۲۰۰ دکانیوتن بر مترمربع
منطقه ۶ : مناطق با برف فوق سنگین	۳۰۰ دکانیوتن بر مترمربع
$\rightarrow P_g = 150 \text{ kgf/m}^2$	

برای محاسبه بار برف باید از رابطه ۶-۷-۱ مبحث ششم باید برداشت شود. این رابطه بدین شرح می‌باشد:

$$P_r = 0.7 C_s C_t C_e I_s P_g$$

حال به معرفی و محاسبه ضرایب رابطه اخیر خواهیم پرداخت:

I_s : ضریب اهمیت ساختمان از نظر بار برف که مطابق جدول ۶-۱-۲ مبحث ششم باید برداشت شود. برای برداشت این ضریب از جدول ۶-۱-۲ ابتدا باید گروه خطرپذیری ساختمان را مطابق جدول ۶-۱-۱ برداشت نماییم. با توجه به اینکه کاربری ساختمان اداری تلقی می‌شود، لذا مطابق جدول ۶-۱-۱ گروه خطرپذیری برای این پروژه گروه ۳ می‌باشد. حال با مراجعه به جدول ۶-۱-۲ ضریب اهمیت ساختمان از نظر بار برف برابر ۱.۰۰ می‌باشد.

C_e : ضریب برفگیر که باید مطابق بخش ۶-۷-۴ محاسبه شود. چنانچه فرض نماییم که ارتفاع این ساختمان از ساختمانهای اطراف بیشتر باشد، لازم است که برای تشخیص حالت برفگیر بودن این ساختمان محاسباتی را انجام دهیم. تنها مانعی که برای بام وجود دارد جانپناه است. ارتفاع جانپناه برابر ۸۰ سانتیمتر می‌باشد. ارتفاع برف متوازن از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$h_b = P_r / \gamma$$

در رابطه فوق مقدار P_r را باید از رابطه ۶-۷-۱ مبحث ششم محاسبه نماییم. برای این کار باید یک عملیات سعی و خطا صورت گیرد. مقدار γ وزن مخصوص برف می‌باشد و از رابطه زیر بر حسب کیلونیوتن بر مترمکعب محاسبه می‌شود:

$$\gamma = 0.43P_g + 2.20 = (0.43 \times 1.50) + 2.20 = 2.845 \text{ kN/m}^3$$

مقدار فوق از حداکثر مقدار مبحث ششم که برابر 4.70 kN/m^3 می‌باشد کمتر است. در فرض اولیه مقدار P_r را به شرح زیر محاسبه می‌کنیم:

$$P_r = 0.70 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.00 \times 150 = 105.00 \text{ kgf/m}^2 = 1.030 \text{ kN/m}^2$$

در نهایت مقدار ارتفاع برف متوازن برابر است با:

$$h_b = \frac{P_r}{\gamma} = \frac{1.030}{2.845} = 0.36 \text{ m}$$

چنانچه عدد بدست آمده را با ارتفاع جانپناه مقایسه کنیم، خواهیم دید که از ارتفاع جانپناه کمتر است لذا این بام نمی‌تواند در گروه بامهای برف‌ریز قرار گیرد. همچنین با توجه به اینکه فرض شده است این ساختمان بلندتر از ساختمانهای اطراف است لذا این بام نمی‌تواند در دسته گروه برف‌گیر قرار گیرد. در نهایت می‌توانیم این بام را، بام نیمه برف‌گیر تلقی نماییم.

در روابط اخیر مقدار P_r با فرض اینکه کلیه ضرایب برابر واحد باشند محاسبه شده‌اند. در انتهای کار چنانچه یکی از ضرایب غیر از 1.0 باشند لازم است مجدداً این رابطه را اصلاح و مقدار ارتفاع برف متوازن را محاسبه و با ارتفاع موانع (جانپناه) مقایسه کنیم. در طی این عمل ممکن است تغییراتی در ضریب برف‌گیر ایجاد شود.

مطابق بند ۶-۷-۴-۱ مبحث ششم ساختمانهای شهری جزء گروه ناهمواری زیاد تلقی می‌شوند. با مراجعه به جدول ۶-۷-۲ و مطابق با مطالب گفته شده، ضریب برف‌گیر برای این پروژه با شرایط بام نیمه برف‌گیر و گروه ناهمواری محیطی زیاد برابر 1.0 می‌باشد ($C_e = 1.0$).

C_t : ضریب شرایط دمایی که باید مطابق بخش ۶-۷-۵ محاسبه شود. این ضریب را می‌توانیم براساس جدول ۶-۷-۳ مبحث ششم برداشت نماییم. گزینه اول این جدول موردنظر ما می‌باشد و لذا مطابق این جدول، ضریب شرایط دمایی برای این پروژه برابر 1.0 می‌باشد ($C_t = 1.0$).

C_s : ضریب شیب که باید مطابق بخش ۶-۷-۶ محاسبه شود. با توجه به اینکه در این پروژه از بام مسطح استفاده می‌شود لذا مقدار ضریب شیب برابر 1.0 می‌باشد ($C_s = 1.0$).

با توجه به ضرایب بدست آمده مقدار بار برف برابر است با:

$$P_r = 0.70 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.00 \times 150 = 105.00 \text{ kgf/m}^2$$

مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان لازم است بار برف حداقل برای بامهای با شیب کم در نظر گرفته شود. این حداقل یک امکان بار برف یکنواخت جداگانه محسوب می‌شود. دو حالت در نظر گرفته شده است که عبارتند از:

1. اگر مقدار $P_g \leq 100 \text{ kgf/m}^2$ باشد، مقدار حداقل بار برف از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$P_m = I_s P_g$$

2. اگر مقدار $P_g > 100 \text{ kgf/m}^2$ باشد، مقدار حداقل بار برف از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$P_m = 100 \times I_s$$

با توجه به اینکه $P_g = 150 > 100 \text{ kgf/m}^2$ ، لذا باید از حالت دوم مقدار حداقل بار برف را محاسبه کنیم:

$$P_m = 100 \times I_s = 100 \times 1.00 = 100 \text{ kgf/m}^2$$

مقدار فوق از مقدار محاسبه شده در مراحل قبلی کمتر بوده و همان بار برف محاسبه شده (P_r) مبنای کار خواهد شد.

با توجه به اینکه بار برف هم یک نوع بار زنده برای طبقه بام محسوب می‌شود لذا باید بین بار زنده بام و بار برف مقدار حداکثر را به عنوان بار زنده به بام وارد کنیم. با توجه به اینکه در این پروژه مقدار بار برف کمتر از بار زنده بام شده است، لذا مقدار بار زنده در بام را برابر ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر می‌گیریم.

بار جانبی باد

فصل دهم از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان به ضوابط بارگذاری باد پرداخته است. در ویرایش ۱۳۹۲ مبحث ششم، تغییرات عمده‌ای نسبت به ویرایش قبلی خود در مبحث بارگذاری باد دیده می‌شود. شاید بتوان ضوابطی که در ویرایش ۱۳۹۲ مبحث ششم ارائه شده است را کاملترین ضوابط در مورد بارگذاری باد در ساختمانها دانست. این ضوابط در برگیرنده عواملی زیادی از قبیل ابعاد و شکل ساختمانها، خصوصیات آب و هوایی، نسبت استهلاک و سختی ساختمان، خصوصیات آیرودینامیکی و ... می‌باشد. همچنین قابل ذکر است که ضوابط این فصل شباهت بسیار زیادی به آیین نامه بارگذاری کانادا دارد.

مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان فشار خارجی وارده بر ساختمانهای ناشی از بار باد از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$p = I_w q C_e C_g C_p$$

که در این رابطه، P فشار خارجی است که به صورت استاتیکی در جهت عمود بر سطح چه در حالت فشار وارد بر سطح و چه مکش به سمت خارج از سطح عمل می‌کند. پارامترهای دخیل در این رابطه را در ادامه همراه با نحوه تعیین آنها شرح خواهیم داد.

فشار مبنای باد (q)

فشار مبنای باد برحسب کیلونیوتن بر مترمربع از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$q = 0.0000613V^2$$

در رابطه اخیر، V سرعت مبنای باد برحسب کیلومتر بر ساعت بوده که در جدول ۶-۱۰-۲ مبحث ششم برای هر منطقه در کشور ارائه شده است. در جدول فوق عملیات جاگذاری سرعت مبنا نیز صورت گرفته و می‌توانیم بطور مستقیم مقدار فشار مبنا را براساس منطقه محل احداث پروژه برداشت نماییم. با توجه به اینکه شهر محل احداث این پروژه، شهر سنندج می‌باشد به ترتیب زیر عمل می‌کنیم:

$$q = 0.496 \text{ kN/m}^2$$

ضریب اهمیت بار باد (I_w)

ضریب اهمیت بار باد را باید مطابق جداول ۶-۱-۱ و ۶-۱-۲ مبحث ششم تعیین نمود. مطابق جدول ۶-۱-۱ مبحث ششم، ساختمانهای اداری جزء گروه سوم قرار می‌گیرند. سپس با مراجعه به جدول ۶-۱-۲ مبحث ششم، مقدار ضریب اهمیت بار باد برابر خواهد بود با:

$$I_w = 1.00$$

ضریب بادگیری (C_e)

مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان این ضریب برای دو حالت ارائه شده است. حالت اول زمانی است که ساختمان در مناطق غیرشهری و تراکم پراکنده درختان باشد و حالت دوم برای ساختمانهایی است که در مناطق داخل شهری قرار دارند. با توجه به اینکه پروژه مورد بررسی در مناطق داخل شهری می‌باشد لازم است که از بند ۶-۱۰-۱-ب مبحث ششم استفاده کنیم. مطابق این بند رابطه تعیین ضریب بادگیری بدین شرح است:

$$C_e = 0.70 \left(\frac{h}{12} \right)^{0.3} \geq 0.70$$

در رابطه اخیر، h برابر ارتفاع مبنا یا متوسط از روی سطح زمین می‌باشد. برای نحوه تعیین این ارتفاع در وجوه ساختمان ابتدا لازم است که تشخیص داد که ساختمان مورد بررسی در دسته ساختمانهای کوتاه تلقی می‌شود و یا ساختمانهای بلند. مطابق مبحث ششم، چنانچه نسبت ارتفاع به عرض ساختمان کمتر از 0.50 و یا ارتفاع مبنا ساختمان کمتر از 20 متر باشد ساختمان در دسته ساختمانهای کوتاه بوده و در غیر این صورت در دسته ساختمانهای بلند تلقی خواهد شد. با توجه به ابعاد ساختمان موردنظر در این پروژه و با صرف نظر از قسمت خرپشته، خواهیم داشت:

$$\frac{H}{B} = \frac{13.60}{20.00} = 0.68 > 0.50$$

واضح است که ساختمان مورد بررسی در این پروژه از دسته ساختمانهای بلند تلقی خواهد شد. لذا برای تعیین مقدار h باید به بند ۶-۱۰-۵-ب مبحث ششم مراجعه کرد. مطابق این بند، مقدار h برای وجوه رو به باد، ارتفاع واقعی آن نقطه در بالای زمین، برای وجوه پشت به باد، نصف ارتفاع ساختمان، و برای بام و دیوارهای جانبی، ارتفاع ساختمان است.

- وجوه رو به باد

$$0.00 \leq Z < 12.00: \quad C_e = 0.70 \left(\frac{12.00}{12.00} \right)^{0.3} = 0.70 \geq 0.70 \quad OK$$

$$12.00 \leq Z < 13.60: \quad C_e = 0.70 \left(\frac{13.60}{12.00} \right)^{0.3} = 0.727 \geq 0.70 \quad OK \rightarrow C_e = \frac{0.70 + 0.727}{2} = 0.7135$$

- وجوه پشت به باد

$$h = 6.80 \text{ m}: \quad C_e = 0.70 \left(\frac{6.80}{12.00} \right)^{0.3} = 0.59 \geq 0.70 \quad NO \rightarrow C_e = 0.70$$

- بام و دیوارهای جانبی

$$h = 13.60 \text{ m}: \quad C_e = 0.70 \left(\frac{13.60}{12.00} \right)^{0.3} = 0.727 \geq 0.70 \quad OK$$

ضریب اثر جهشی باد (C_g)

مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، ضریب اثر جهشی باد برای چهار حالت مختلف ارائه شده است. این ضریب را باید طبق بند ۶-۱۰-۴-الف مبحث ششم تعیین کنیم. با توجه به حالت (الف) این بند، مقدار این ضریب برابر است با:

$$C_g = 2.0$$

ضریب فشار خارجی (C_p)

آخرین ضریبی که باید محاسبه شود ضریب فشار خارجی میباشد. این ضریب در بند ۶-۱۰-۵ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان عنوان شده است. با توجه به نتیجه گرفته شده در مرحله محاسبه ضریب بادگیری، ساختمان مذکور از دسته ساختمانهای بلند تلقی خواهد شد. لذا برای این قسمت لازم است که از شکل ۶-۱۰-۷ مبحث ششم برای برداشت ضرایب فشار خارجی استفاده کنیم. مطابق شکل ۶-۱۰-۷ مبحث ششم خواهیم داشت :

C_p	موقعیت دیوار
$0.27(0.68 + 2) = 0.7236$	برای وجوه رو به باد (فشاری)
$-0.27(0.68 + 0.88) = -0.4212$	برای وجوه پشت به باد (مکش)
-0.70	برای وجوه موازی با باد (مکش)
-0.50	برای بام (مکش)

مقادیر ضرایب فشار خارجی

در نهایت مقدار فشار وارد بر دیوارها بدین شرح خواهد شد :

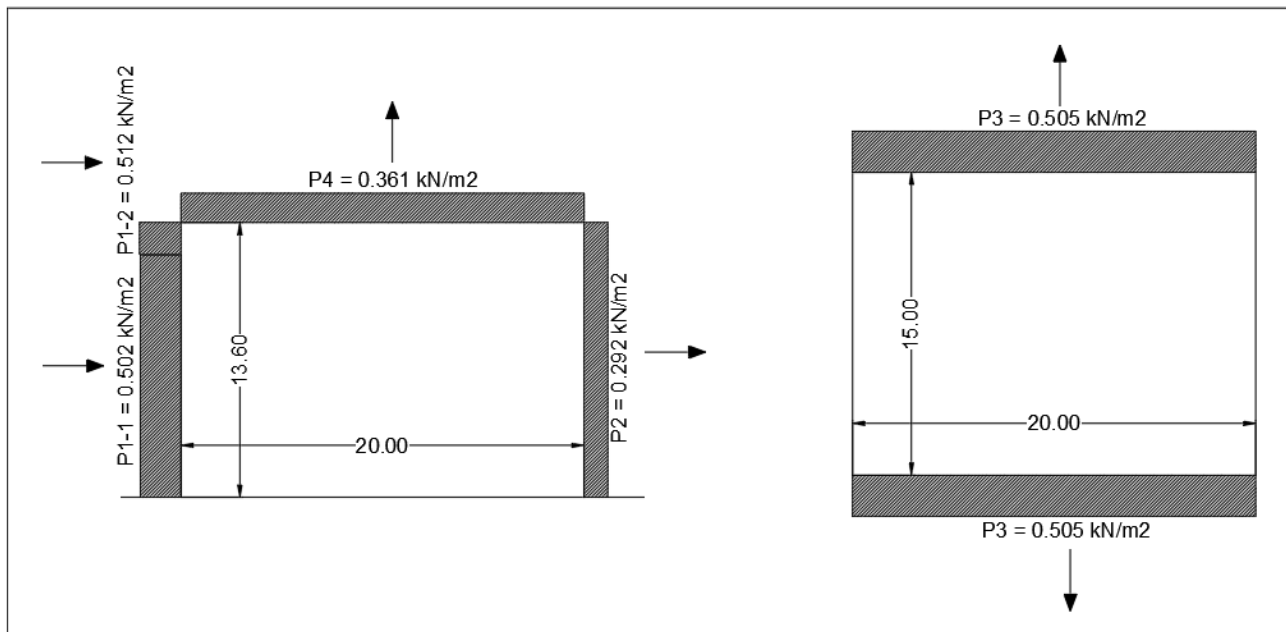
$$P_{1-1} = 1.00 \times 0.496 \times 0.70 \times 2.0 \times 0.7236 = 0.502 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{1-2} = 1.00 \times 0.496 \times 0.7135 \times 2.0 \times 0.7236 = 0.512 \text{ kN/m}^2$$

$$P_2 = 1.00 \times 0.496 \times 0.70 \times 2.0 \times (-0.4212) = -0.292 \text{ kN/m}^2$$

$$P_3 = 1.00 \times 0.496 \times 0.727 \times 2.0 \times (-0.70) = -0.505 \text{ kN/m}^2$$

$$P_4 = 1.00 \times 0.496 \times 0.727 \times 2.0 \times (-0.50) = -0.361 \text{ kN/m}^2$$



اگر بخواهیم کل نیروی باد وارده بر سازه را اعمال کنیم باید مقادیر فوق را در سطوح بادگیر ضرب و با هم جمع کنیم. نیروی باد وارد بر دیوارهای موازی با باد، برخلاف هم بوده و با فرض مساوی بودن سطوح بادگیر در دو جهت می توان برآیند آنها را صفر فرض کرد. نیروی باد وارد بر طبقه بام نیز رو به بالا بوده و به نوعی نسبت به بار مرده بام اثر کاهنده دارد. این اثر جز در مورد سقفهای سبک که خطر واژگونی و بلندشدگی سازه را دارد، عموماً نقش تعیین کننده‌ای در طراحی سازه نخواهد داشت. اما مقدار فشارهای وارده در وجوه رو به باد و پشت به باد با هم همجهت بوده و لازم است که آنها را با هم جمع نماییم. در نهایت مقدار برش پایه حاصل از نیروی باد برابر خواهد بود با:

$$V_{wind} = (0.502 \times 12.00 \times 15.00) + (0.512 \times 1.60 \times 15.00) + (0.292 \times 13.60 \times 15.00) = 162.216 \text{ kN}$$

$$V_{wind} = 16542.525 \text{ kgf} = 16.54 \text{ tonf}$$

محاسبه وزن خرپشته

نوع بار	مقدار
وزن مرده سقف	$22.515 \times 302.00 = 6799.53 \text{ kgf}$
وزن دیوارهای خارجی	3911.173125 kgf
وزن تیرها	$16.65 \times 0.35 \times 0.35 \times 2400 = 4895.10 \text{ kgf}$
وزن ستونها	$4 \times 0.50 \times 2.70 \times 0.35 \times 0.35 \times 2400 = 1587.60 \text{ kgf}$
وزن مرده خرپشته	$6799.53 + 3911.173125 + 4895.10 + 1587.60 = 17193.40313 \text{ kgf}$
وزن زنده سقف	$22.515 \times 150.00 = 3377.25 \text{ kgf}$
وزن زنده خرپشته	3377.25 kgf
وزن خرپشته	$17193.40313 + (0.20 \times 3377.25) = 17868.85313 \text{ kgf} \cong 17.87 \text{ tonf}$

محاسبه وزن دیوارهای خارجی پایین

۳/۱۰ متر دیوار خارجی، ۱۲/۵۵ متر دیوار خارجی بدون پوشش کامپوزیتی

$$\frac{1}{2} \times (2.325) \times ((3.10 \times 223.00) + (12.55 \times 213.00)) = 3911.173125 \text{ kgf}$$

محاسبه وزن طبقه چهارم (بام)

نوع بار	مقدار
وزن مرده سقف	$277.1025 \times 302.00 = 83684.955 \text{ kgf}$
وزن دیوارهای خارجی	$11451.37313 + 19079.585 = 30530.95813 \text{ kgf}$
وزن تیرها	$153.30 \times 0.40 \times 0.40 \times 2400 = 58867.20 \text{ kgf}$
وزن ستونها	$1587.60 + (24 \times 0.50 \times 3.20 \times 0.40 \times 0.40 \times 2400) = 16333.20 \text{ kgf}$
وزن مرده راه پله	$(12.6525 \times 361.00) + (3.00 \times 535.00) = 6172.5525 \text{ kgf}$
وزن مرده بام	$83684.955 + 30530.95813 + 58867.20 + 16333.20 + 6172.5525 = 195588.8656 \text{ kgf}$
وزن زنده سقف	$277.1025 \times 150.00 = 41565.375 \text{ kgf}$
وزن زنده راه پله	$(12.6525 \times 500.00) + (3.00 \times 500.00) = 7826.25 \text{ kgf}$
وزن زنده بام	$41565.375 + 7826.65 = 49391.625 \text{ kgf}$
وزن بام	$195588.8656 + (0.20 \times 49391.625) = 207936.7719 \text{ kgf} \cong 207.94 \text{ tonf}$

محاسبه وزن دیوارهای خارجی بالا

۳/۱۰ متر دیوار خارجی، ۱۲/۵۵ متر دیوار خارجی بدون پوشش کامپوزیتی، ۵۹/۰۰ متر دیوار جانپناه

$$\left\{ \frac{1}{2} \times (2.325) \times ((3.10 \times 223.00) + (12.55 \times 213.00)) \right\} + (59.00 \times 127.80) = 11451.37313 \text{ kgf}$$

محاسبه وزن دیوارهای خارجی پایین

۵۷/۵۰ متر دیوار خارجی، ۶/۲۰ متر دیوار برشی

$$\frac{1}{2} \times (2.80) \times ((0.75 \times 57.50 \times 223.00) + (6.20 \times 647.00)) = 19079.585 \text{ kgf}$$

براساس بند ۳-۳-۳ ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، درصورتیکه وزن خرپشته از ۲۵٪ وزن بام بیشتر باشد، خرپشته به عنوان طبقه جداگانه محسوب می شود و درصورتیکه از ۲۵٪ وزن بام کمتر باشد وزن آن را به وزن بام اضافه می کنیم.

$$0.25 \times 207.94 = 51.99 \text{ tonf} > 17.87 \text{ ton} \rightarrow \text{وزن بام} = 207.94 + 17.87 = 225.81 \text{ tonf}$$

محاسبه وزن طبقه سوم

نوع بار	مقدار
وزن مرده سقف	$277.1025 \times 421.50 = 116798.7038 \text{ kgf}$
وزن دیوارهای خارجی	$19079.585 + 18909.23156 = 37988.81656 \text{ kgf}$
وزن تیرها	$153.30 \times 0.40 \times 0.40 \times 2400 = 58867.20 \text{ kgf}$
وزن ستونها	$14745.60 + (24 \times 0.50 \times 3.20 \times 0.40 \times 0.40 \times 2400) = 29491.20 \text{ kgf}$
وزن مرده راه پله	$(12.6525 \times 361.00) + (6.75 \times 535.00) = 8178.8025 \text{ kgf}$
وزن مرده طبقه سوم	$116798.7038 + 37988.81656 + 58867.20 + 29491.20 + 8178.8025 = 251324.7229 \text{ kgf}$
وزن زنده سقف	$(19.8375 \times 200.00) + (104.865 \times 250.00) + (36.225 \times 350.00) + (33.75 \times 500.00) + (33.75 \times 600.00) + (39.675 \times 600.00) = 103792.50 \text{ kgf}$
وزن زنده راه پله	$(12.6525 \times 500.00) + (6.75 \times 500.00) = 9701.25 \text{ kgf}$
وزن زنده طبقه سوم	$103792.50 + 9701.25 = 113493.75 \text{ kgf}$
وزن طبقه سوم	$251324.7229 + (0.20 \times 113493.75) = 274023.4729 \text{ kgf} \cong 274.02 \text{ tonf}$

محاسبه وزن دیوارهای خارجی بالا

۵۷/۵۰ متر دیوار خارجی، ۶/۲۰ متر دیوار برشی

$$\frac{1}{2} \times (2.80) \times ((0.75 \times 57.50 \times 223.00) + (6.20 \times 647.00)) = 19079.585 \text{ kgf}$$

محاسبه وزن دیوارهای خارجی پایین

۵۷/۵۰ متر دیوار خارجی، ۶/۲۰ متر دیوار برشی

$$\frac{1}{2} \times (2.775) \times ((0.75 \times 57.50 \times 223.00) + (6.20 \times 647.00)) = 18909.23156 \text{ kgf}$$

محاسبه وزن طبقه دوم

نوع بار	مقدار
وزن مرده سقف	$277.1025 \times 581.00 = 160996.5525 \text{ kgf}$
وزن دیوارهای خارجی	$18909.23156 + 18738.87812 = 37648.10968 \text{ kgf}$
وزن تیرها	$150.90 \times 0.45 \times 0.45 \times 2400 = 73337.40 \text{ kgf}$
وزن ستونها	$14745.60 + (24 \times 0.50 \times 3.20 \times 0.45 \times 0.45 \times 2400) = 33408.00 \text{ kgf}$
وزن مرده راه پله	$(12.6525 \times 361.00) + (6.75 \times 535.00) = 8178.8025 \text{ kgf}$
وزن مرده طبقه دوم	$160996.5525 + 37648.10968 + 73337.40 + 33408.00 + 8178.8025 = 313568.8647 \text{ kgf}$
وزن زنده سقف	$(19.8375 \times 200.00) + (104.865 \times 250.00) + (36.225 \times 350.00) + (33.75 \times 500.00) + (33.75 \times 600.00) + (39.675 \times 600.00) = 103792.50 \text{ kgf}$
وزن زنده راه پله	$(12.6525 \times 500.00) + (6.75 \times 500.00) = 9701.25 \text{ kgf}$
وزن زنده طبقه دوم	$103792.50 + 9701.25 = 113493.75 \text{ kgf}$
وزن طبقه دوم	$313568.8647 + (0.20 \times 113493.75) = 336267.6147 \text{ kgf} \cong 336.27 \text{ tonf}$

محاسبه وزن دیوارهای خارجی بالا

۵۷/۵۰ متر دیوار خارجی، ۶/۲۰ متر دیوار برشی

$$\frac{1}{2} \times (2.775) \times ((0.75 \times 57.50 \times 223.00) + (6.20 \times 647.00)) = 18909.23156 \text{ kgf}$$

محاسبه وزن دیوارهای خارجی پایین

۵۷/۵۰ متر دیوار خارجی، ۶/۲۰ متر دیوار برشی

$$\frac{1}{2} \times (2.75) \times ((0.75 \times 57.50 \times 223.00) + (6.20 \times 647.00)) = 18738.87812 \text{ kgf}$$

محاسبه وزن طبقه اول

نوع بار	مقدار
وزن مرده سقف	$277.1025 \times 586.34 = 162476.2799 \text{ kgf}$
وزن دیوارهای خارجی	$18738.87812 + 20272.05906 = 39010.93718 \text{ kgf}$
وزن تیرها	$150.90 \times 0.45 \times 0.45 \times 2400 = 73337.40 \text{ kgf}$
وزن ستونها	$18662.40 + (24 \times 0.50 \times 3.20 \times 0.45 \times 0.45 \times 2400) = 37324.80 \text{ kgf}$
وزن مرده راه پله	$(12.6525 \times 361.00) + (6.75 \times 535.00) = 8178.8025 \text{ kgf}$
وزن مرده طبقه اول	$162476.2799 + 39010.93718 + 73337.40 + 37324.80 + 8178.8025 = 320328.2196 \text{ kgf}$
وزن زنده سقف	$(10.50 \times 200.00) + (219.3525 \times 250.00) + (47.25 \times 350.00) = 73475.625 \text{ kgf}$
وزن زنده راه پله	$(12.6525 \times 500.00) + (6.75 \times 500.00) = 9701.25 \text{ kgf}$
وزن زنده طبقه اول	$73475.625 + 9701.25 = 83176.875 \text{ kgf}$
وزن طبقه اول	$320328.2196 + (0.20 \times 83176.875) = 336963.5946 \text{ kgf} \cong 336.96 \text{ tonf}$

محاسبه وزن دیوارهای خارجی بالا

۵۷/۵۰ متر دیوار خارجی، ۶/۲۰ متر دیوار برشی

$$\frac{1}{2} \times (2.75) \times ((0.75 \times 57.50 \times 223.00) + (6.20 \times 647.00)) = 18738.87812 \text{ kgf}$$

محاسبه وزن دیوارهای خارجی پایین

۵۷/۵۰ متر دیوار خارجی، ۶/۲۰ متر دیوار برشی

$$\frac{1}{2} \times (2.975) \times ((0.75 \times 57.50 \times 223.00) + (6.20 \times 647.00)) = 20272.05906 \text{ kgf}$$

طبقه	وزن
چهارم (بام)	225.81
سوم	274.02
دوم	336.27
اول	336.96
	$\Sigma W = 1173.06$

روش تحلیل استاتیکی معادل

بر مبنای بند (۳-۲-۳) آیین نامه ۲۸۰۰ محدودیتهای روش تحلیل استاتیکی معادل به شرح زیر است:

- این روش در ساختمانهای با ارتفاع بیش از ۵۰ متر از تراز پایه (حدود ۱۵ طبقه) کاربرد ندارد (در هر دو حالت منظم و نامنظم)
- در پلانهای نامنظم بیش از سه طبقه و با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر، در صورتیکه ساختمان دارای نامنظمی در پلان از نوع زیاد پیچشی، شدید پیچشی و یا نامنظمی در ارتفاع از نوع جرمی یا طبقه نرم یا طبقه خیلی نرم نباشد، می توان از این روش استفاده کرد.
- در پلانهای منظم و نامنظم سه طبقه و کوتاهتر، همواره می توان از روش استاتیکی معادل استفاده کرد.
- در صورتیکه نتوان از این روش استفاده کرد باید از روش تحلیل دینامیکی که دارای دو روش تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی است استفاده کرد.
- پس در ساختمان پروژه موردنظر می توان از روش تحلیل استاتیکی معادل استفاده کرد.

آشنایی با روند کلی روش تحلیل استاتیکی معادل:

مرحله اول (محاسبه برش پایه): از لحاظ مفهومی، برش پایه ساختمان در واقع کل نیروی زلزله ای است که از طرف زمین به ساختمان وارد می شود. برش پایه ساختمان به صورت ضربی از وزن لرزه ای ساختمان بدست می آید:

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad \text{ضریب زلزله} \quad , \quad V = CW \quad \text{برش پایه}$$

مرحله دوم (توزیع برش پایه در ارتفاع سازه): در این مرحله برش پایه را با استفاده از روابطی در ارتفاع ساختمان توزیع می کنیم و در نهایت به این نتیجه می رسیم که سهم هر طبقه از برش پایه چقدر است. بطور مثال نیروی طبقه اول برابر F_1 ، نیروی طبقه دوم برابر F_2 و ... بدست می آید که مجموع نیروی طبقات عملاً برابر برش پایه ساختمان می باشد.

مرحله اول (محاسبه برش پایه)

در روش تحلیل استاتیکی معادل برای یافتن برش پایه ساختمان، چهار گام به صورت زیر باید انجام شود:

گام اول: ابتدا لازم است تا وزن لرزه ای هر یک از طبقات ساختمان را بدست آورده و با جمع کردن آنها، وزن لرزه ای کل ساختمان را محاسبه کنیم. وزن لرزه ای یک ساختمان با کمک رابطه زیر بدست می آید:

درصدی از بار زنده یا برف در ساختمان + بار دیوارهای تقسیم کننده + وزن مرده ساختمان $W =$

گام دوم: پس از یافتن تراز پایه و تعیین زمان تناوب تجربی سازه، با توجه به محل احداث ساختمان، نوع خاک، کاربری ساختمان و نوع سیستم سازه‌ای مورد استفاده، به ترتیب از پارامترهای R_u, I, B, A را برای سازه مشخص می‌کنیم.

گام سوم: پس از یافتن مقادیر پارامترهای R_u, I, B, A ، مقادیر ضریب زلزله و برش پایه به صورت زیر بدست می‌آید:

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad \text{ضریب زلزله}$$

$$V_u = CW = \frac{ABI}{R_u} W \quad \text{برش پایه}$$

گام چهارم: پس از محاسبه برش پایه، لازم است تا مقدار آن را با برش پایه حداقل مقایسه کنیم. با توجه به بند (۳-۳-۱) ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، برش پایه ساختمان یک ساختمان در هیچ حالتی نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$V_u \geq V_{u_{min}} = 0.12AIW$$

مرحله دوم (توزیع برش پایه در ارتفاع ساختمان)

پس از یافتن مقدار برش پایه، حال می‌خواهیم سهم هر یک از طبقات ساختمان را از برش پایه حساب کنیم و به عبارت بهتر قصد داریم آن را در بین طبقات مختلف سازه توزیع کنیم. برای این منظور لازم است طبق بند (۳-۳-۶) گامهای زیر را انجام دهیم:

گام اول: ابتدا وزن لرزه‌ای هر یک از طبقات (w_i) و فاصله آنها از تراز پایه ساختمان (h_i) را بدست می‌آوریم.

گام دوم: با توجه به مقدار زمان تناوب سازه (که در محاسبه پارامتر B نیز از آن استفاده می‌کنیم)، متغیر k که پارامتر مهمی برای چگونگی توزیع نیروی برش پایه در ارتفاع است را با کمک رابطه زیر بدست می‌آوریم:

$$k = \begin{cases} 1 & T < 0.5 \text{ s} \\ 0.5T + 0.75 & 0.5 \text{ s} \leq T \leq 2.5 \text{ s} \\ 2 & T > 2.5 \text{ s} \end{cases}$$

گام سوم: نیروی جانبی وارد بر طبقه i ام را با کمک رابطه زیر بدست می‌آوریم:

$$F_{ui} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n w_j h_j^k} V_u$$

محاسبه برش پایه :

$$C = \frac{ABI}{R} \quad \text{ضریب زلزله} \quad , \quad V = CW \quad \text{برش پایه}$$

محاسبه A (ضریب شتاب مبنای طرح) :

بر مبنای بند ۲-۲ و جدول ۱-۲ با توجه به اینکه ساختمان در شهر سنجند می باشد، دارای خطر نسبی زلزله زیاد می باشد و $A = 0.30$ است.

محاسبه B (ضریب بازتاب ساختمان) :

بر مبنای بند ۳-۳-۳-۱ چون خرپشته به عنوان طبقه در نظر گرفته نشده است و همچنین چون تراز پایه برای محاسبه نیروی زلزله از تراز روی سطح زمین است، لذا ارتفاع محاسباتی $H = 12.80 \text{ m}$ است.

چون در جهت X از سیستم قاب خمشی بتن آرمه متوسط و در جهت Y از سیستم قاب خمشی بتن آرمه متوسط به همراه دیوار برشی متوسط استفاده شده است و با فرض اینکه جداگرهای میانقابی، مانعی برای حرکت قابها ایجاد نکنند، می توان از فرمولهای تجربی زیر برای محاسبه دوره تناوب سازه استفاده کرد:

$$T_x = 0.05H^{0.90} \rightarrow T_x = 0.05(12.80)^{0.90} = 0.496 \text{ sec}$$

$$T_y = 0.05H^{0.75} \rightarrow T_y = 0.05(12.80)^{0.75} = 0.338 \text{ sec}$$

حال طبق جدول ۲-۲ و با توجه به خطر نسبی زیاد و همچنین چون زمین سازه از نوع دو می باشد، لذا داریم:

$$T_0 = 0.10 \text{ sec} \quad , \quad T_s = 0.50 \text{ sec} \quad , \quad S_0 = 1.00 \quad , \quad S = 1.50$$

حال برای محاسبه B طبق بند ۳-۲ :

$$B = B_1 N$$

که در آن B ضریب بازتاب ساختمان، B_1 ضریب شکل طیف (بند ۲-۳-۱) و N ضریب اصلاح طیف (بند ۲-۳-۲) می باشد.

$$T_0 < T_x < T_s \rightarrow B_1 = (S + 1) = (1.50 + 1.00) = 2.50$$

$$T_0 < T_y < T_s \rightarrow B_1 = (S + 1) = (1.50 + 1.00) = 2.50$$

$$T_x \leq T_s \rightarrow N = 1.00$$

$$T_y \leq T_s \rightarrow N = 1.00$$

$$B_x = B_1 N = 2.50 \times 1.00 = 2.50$$

$$B_y = B_1 N = 2.50 \times 1.00 = 2.50$$

محاسبه I (ضریب اهمیت ساختمان) :

مطابق دو جدول ۱-۶ و ۲-۶ مبحث ششم و با توجه به کاربری اداری ساختمان داریم :

$$I = 1.00$$

محاسبه R_u (ضریب رفتار ساختمان) :

بر مبنای جدول ۳-۴ و $R_{ux} = 5.00$ و $R_{uy} = 6.00$ است.

محاسبه C (ضریب زلزله) :

$$C_x = \frac{ABI}{R} = \frac{0.30 \times 2.50 \times 1.00}{5.00} = 0.150$$

$$C_y = \frac{ABI}{R} = \frac{0.30 \times 2.50 \times 1.00}{6.00} = 0.125$$

محاسبه V (برش پایه) :

$$V_x = C_x W = 0.150 \times 1173.06 = 175.959 \text{ tonf}$$

$$V_y = C_y W = 0.125 \times 1173.06 = 146.6325 \text{ tonf}$$

همانطور که مشاهده می شود برش پایه زلزله از برش پایه باد به مراتب بزرگتر است، لذا در طراحی سازه اثرات نیروی زلزله در نظر گرفته خواهد شد.

توزیع برش پایه در ارتفاع ساختمان

ابتدا طبق بند ۳-۳-۶ پارامتر k را بدست می آوریم :

$$T_x \leq 0.50 \text{ sec} \quad \rightarrow \quad k_x = 1.00$$

$$T_y \leq 0.50 \text{ sec} \quad \rightarrow \quad k_y = 1.00$$

حال طبق رابطه زیر نیروی برش پایه را در ارتفاع ساختمان توزیع می کنیم :

$$F_{ui} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n w_j h_j^k} V_u$$

Direction X

طبقه	$h_i \text{ (m)}$	$w_i \text{ (tonf)}$	$w_i h_i^k \text{ (tonf.m)}$	$F_i \text{ (tonf)}$	$V_i \text{ (tonf)}$
چهارم (بام)	12.80	225.81	2890.368	58.12	58.12
سوم	9.60	274.02	2630.592	52.89	111.01
دوم	6.40	336.27	2152.128	43.27	154.28
اول	3.20	336.96	1078.272	21.68	175.96
$\Sigma = 8751.36$					

Direction Y

طبقه	$h_i \text{ (m)}$	$w_i \text{ (tonf)}$	$w_i h_i^k \text{ (tonf.m)}$	$F_i \text{ (tonf)}$	$V_i \text{ (tonf)}$
چهارم (بام)	12.80	225.81	2890.368	48.43	48.43
سوم	9.60	274.02	2630.592	44.08	92.51
دوم	6.40	336.27	2152.128	36.06	128.57
اول	3.20	336.96	1078.272	18.07	146.64
$\Sigma = 8751.36$					

توزیع نیروی زلزله در پلان

توجه شود که چون در جهت ۷ از سیستم قاب خمشی به همراه دیوار برشی استفاده شده است، آیین نامه ۲۸۰۰ بیان می‌دارد که سیستم قاب خمشی باید ۲۵ درصد و دیوار برشی باید ۱۰۰ درصد نیروی زلزله را تحمل نمایند. همچنین چون مقاطع تمامی ستونها در هر طبقه یکی است، کفایت بار زلزله در هر طبقه را به نسبت تعداد ستونها در بین قابها تقسیم کنیم. اگر غیر از این می‌بود باید بار زلزله در هر طبقه را به نسبت سختی در بین قابها تقسیم می‌کردیم. همانطور که مشاهده می‌شود تعداد ستونها در هر قاب باهم برابرند.

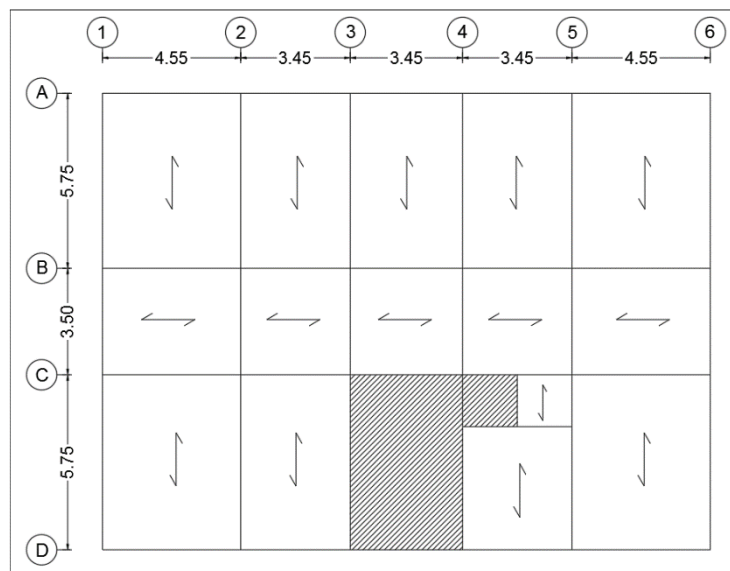
بارگذاری سازه

در این قسمت دو قاب عمود بر هم برای سه نوع بار مرده، زنده و زلزله بارگذاری شده‌اند. توجه شود که بار معادل تیغه‌بندی جزو بارهای زنده در نظر گرفته شده است. وزن دیوارها و تیرها نیز در بارهای مرده در نظر گرفته شده است.

سقف دو طبقه اول از نوع دال بتن‌آرمه می‌باشد که برای توزیع بار در این نوع از سقف‌ها می‌توان از فرمول‌ها آماده استفاده کرد. در این باره می‌توان گفت در سقف‌های دال بتن‌آرمه، تیرهای بزرگتر دارای سطح بارگیر دوزنقه‌ای و تیرهای کوچکتر دارای سطح بارگیر مثلثی می‌باشند.

$$m = \frac{L_b}{L_a} \quad \text{سهام تیر کوتاه} \quad \left(\frac{W_u L_b}{3} \right) \quad \text{سهام تیر بلند} \quad \left(\frac{W_u L_b}{3} \right) \left(\frac{3 - m^2}{2} \right)$$

در روابط بالا L_a و L_b به ترتیب طول دهانه‌های کوتاه و بلند دال می‌باشند.



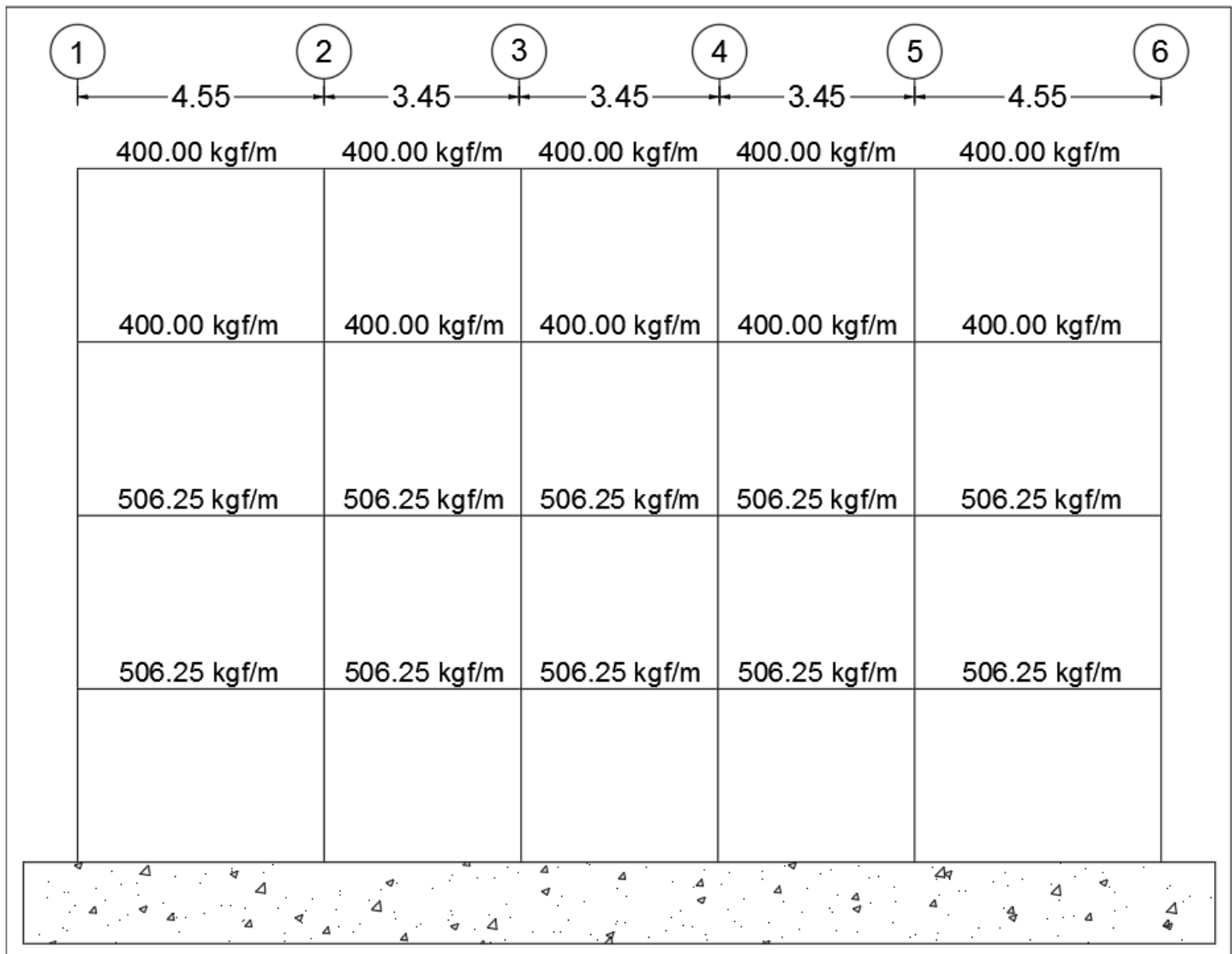
همچنین سقف دو طبقه آخر از نوع تیرچه با بلوک پلی‌استایرن می‌باشد. در این نوع از سقف‌ها شدت بار سطحی وارده به نسبت مساوی در بین دو تیر عمود بر جهت تیرریزی تقسیم می‌شود، برای بدست آوردن سهم هر تیر کفایت طول موازی با جهت تیرریزی را بر دو تقسیم کرده و پس از آن در شدت بار سطحی آن سقف ضرب نمود. تیرهایی که در جهت تیرریزی هستند نیز، ۲۵ cm از بار سطحی سقف را به خود اختصاص می‌دهند. در زیر پلان تیرریزی مربوط به طبقات سوم و چهارم نشان داده شده است.

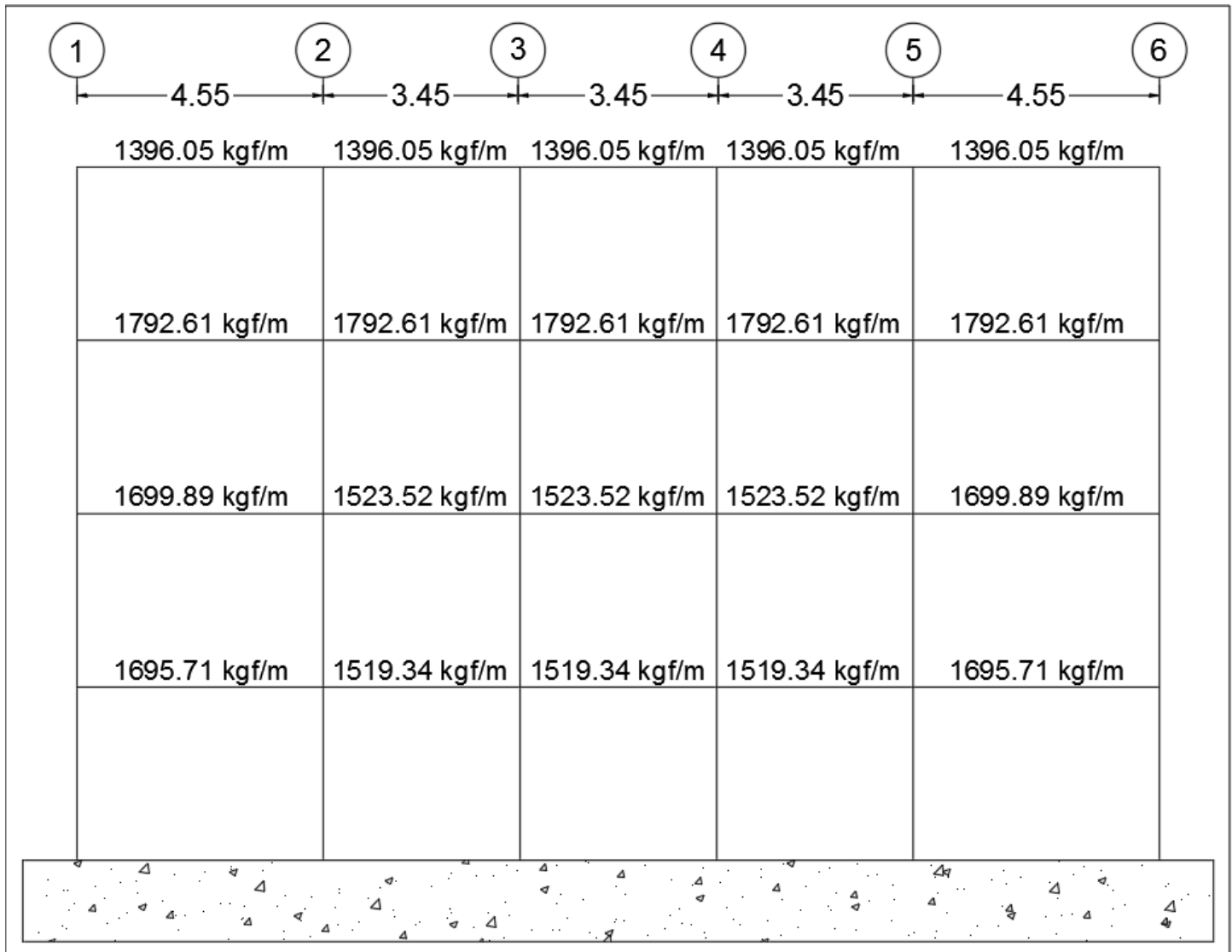
در این بخش ابتدا بارگذاری وارده بر دو قاب A و 1 را بدست آورده و پس از آن با انجام تحلیلهای تقریبی و دقیق تلاشهای موردنیاز برای طراحی سازه را بدست می‌آوریم.

1	2	3	4	5	6
4.55	3.45	3.45	3.45	4.55	
127.80 kgf/m	127.80 kgf/m	127.80 kgf/m	127.80 kgf/m	127.80 kgf/m	
468.30 kgf/m	468.30 kgf/m	468.30 kgf/m	468.30 kgf/m	468.30 kgf/m	
464.12 kgf/m	464.12 kgf/m	464.12 kgf/m	464.12 kgf/m	464.12 kgf/m	
459.94 kgf/m	459.94 kgf/m	459.94 kgf/m	459.94 kgf/m	459.94 kgf/m	

بارگذاری قاب A - بار وزن سقف طبقه

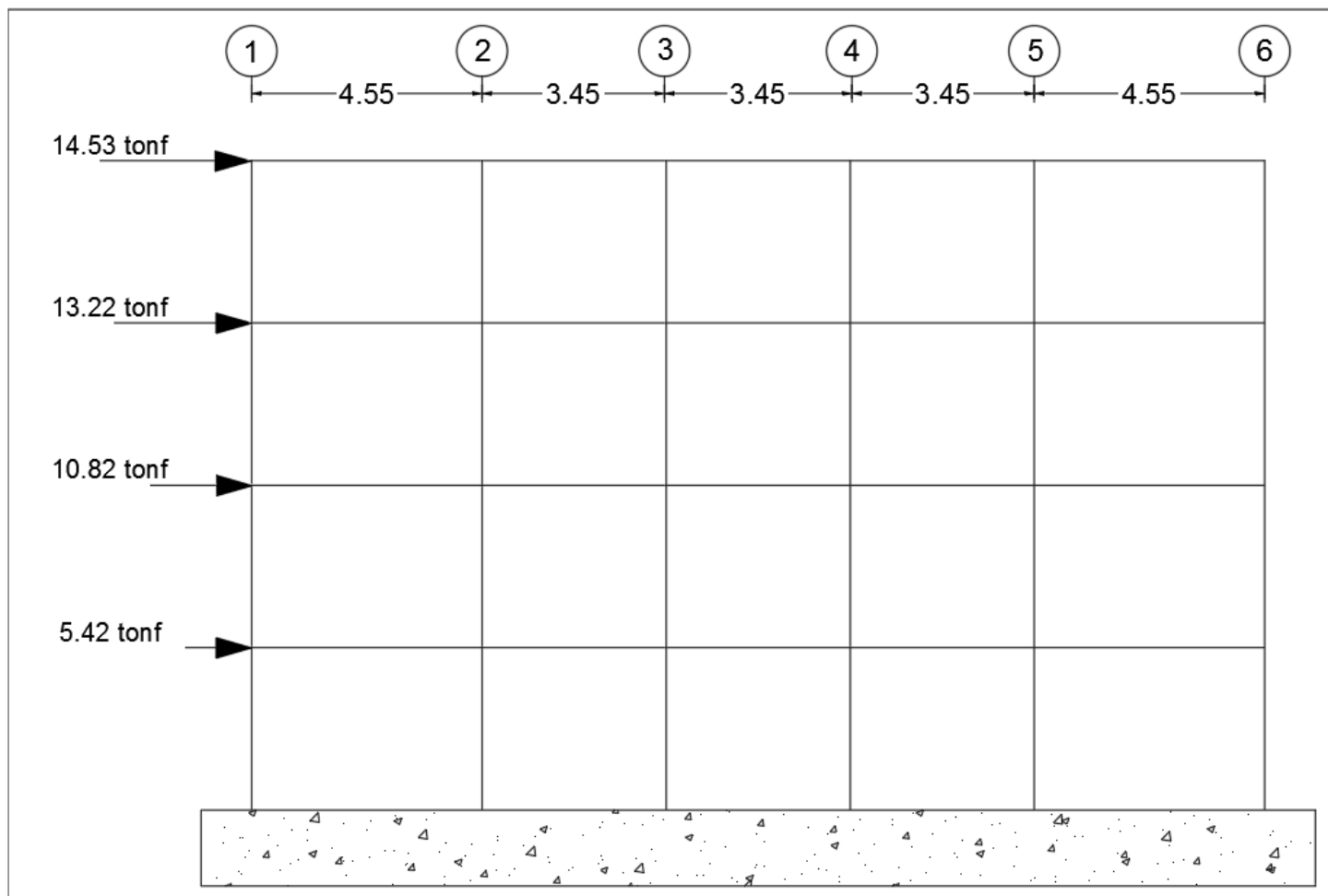
1	2	3	4	5	6
4.55	3.45	3.45	3.45	4.55	
868.25 kgf/m	868.25 kgf/m	868.25 kgf/m	868.25 kgf/m	868.25 kgf/m	
924.31 kgf/m	924.31 kgf/m	924.31 kgf/m	924.31 kgf/m	924.31 kgf/m	
729.52 kgf/m	553.15 kgf/m	553.15 kgf/m	553.15 kgf/m	729.52 kgf/m	
729.52 kgf/m	553.15 kgf/m	553.15 kgf/m	553.15 kgf/m	729.52 kgf/m	



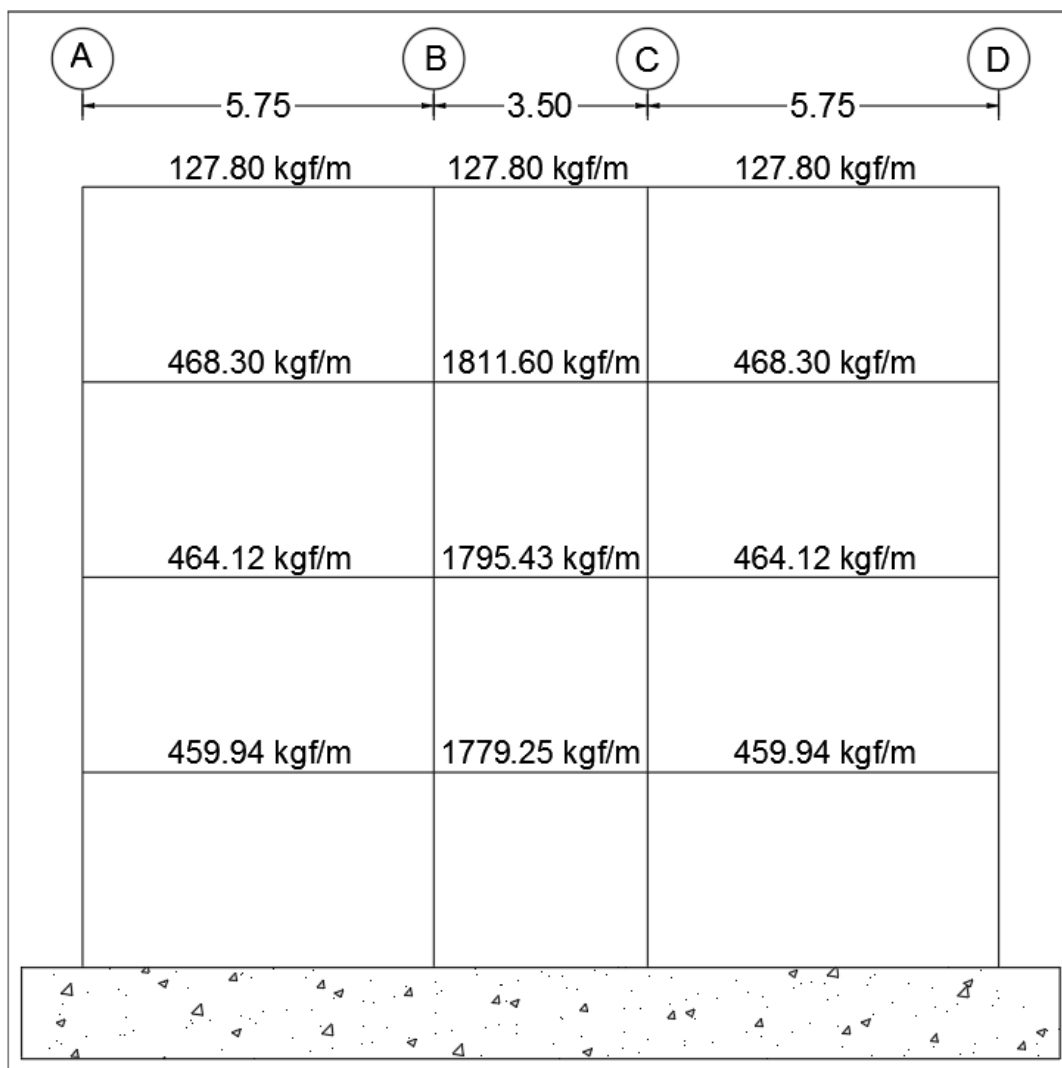


1	2	3	4	5	6
4.55	3.45	3.45	3.45	4.55	
431.25 kgf/m	431.25 kgf/m	431.25 kgf/m	431.25 kgf/m	431.25 kgf/m	
1725.00 kgf/m	2012.50 kgf/m	2012.50 kgf/m	862.50 kgf/m	1006.25 kgf/m	
910.00 kgf/m	805.00 kgf/m	805.00 kgf/m	345.00 kgf/m	530.83 kgf/m	
538.93 kgf/m	408.64 kgf/m	408.64 kgf/m	408.64 kgf/m	538.93 kgf/m	

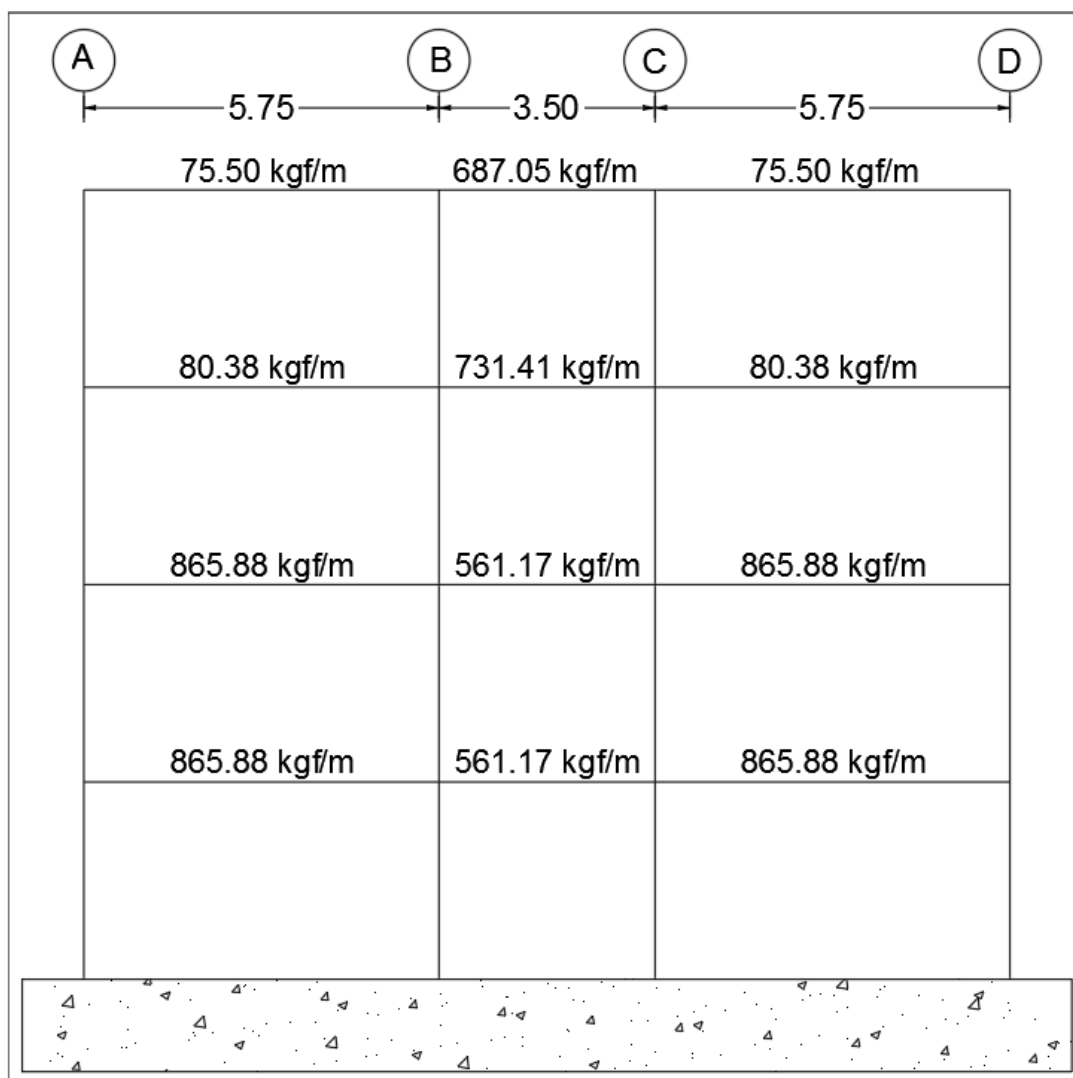
بارگذاری قاب A – بار زلزله



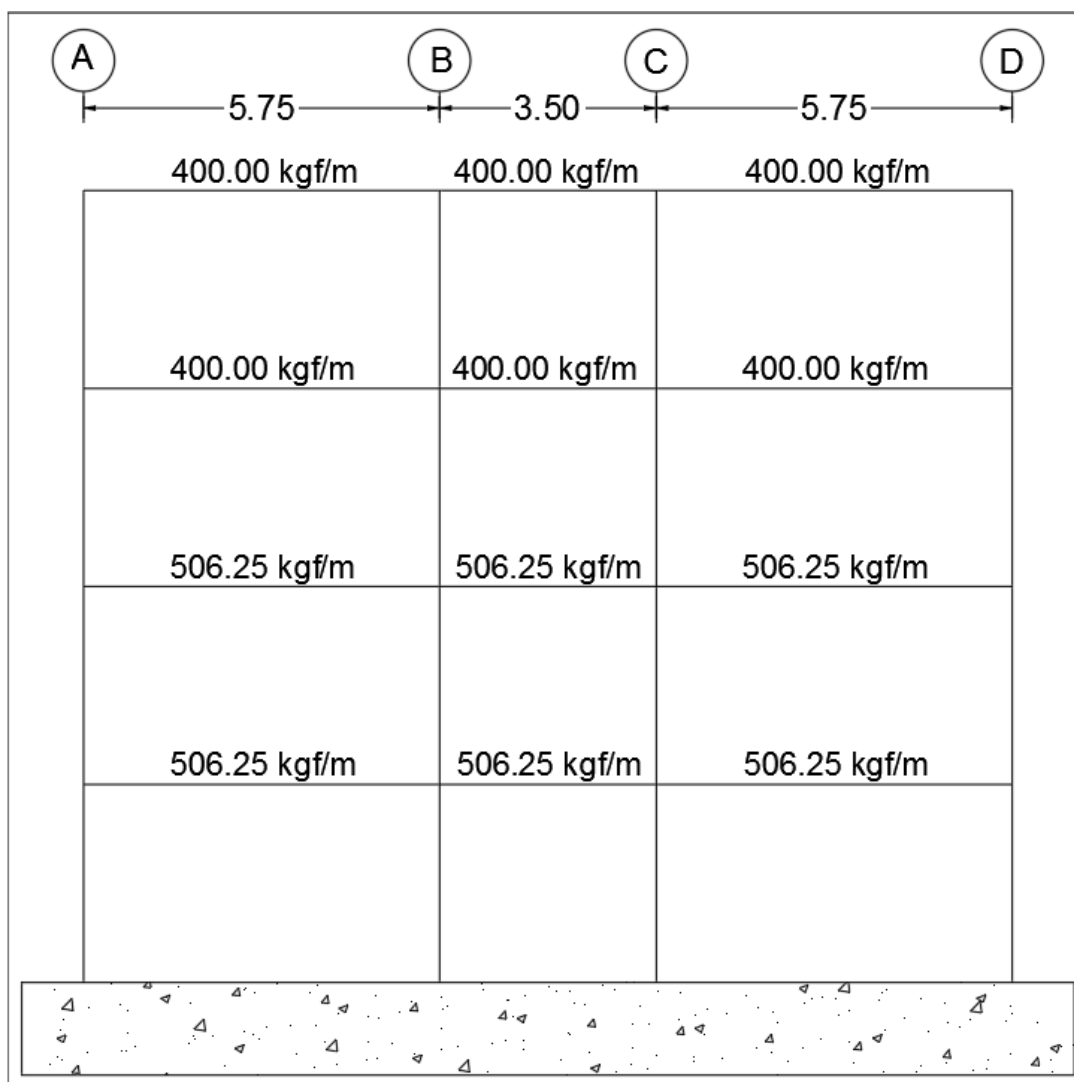
بارگذاری قاب ۱ - بار وزن دیوار



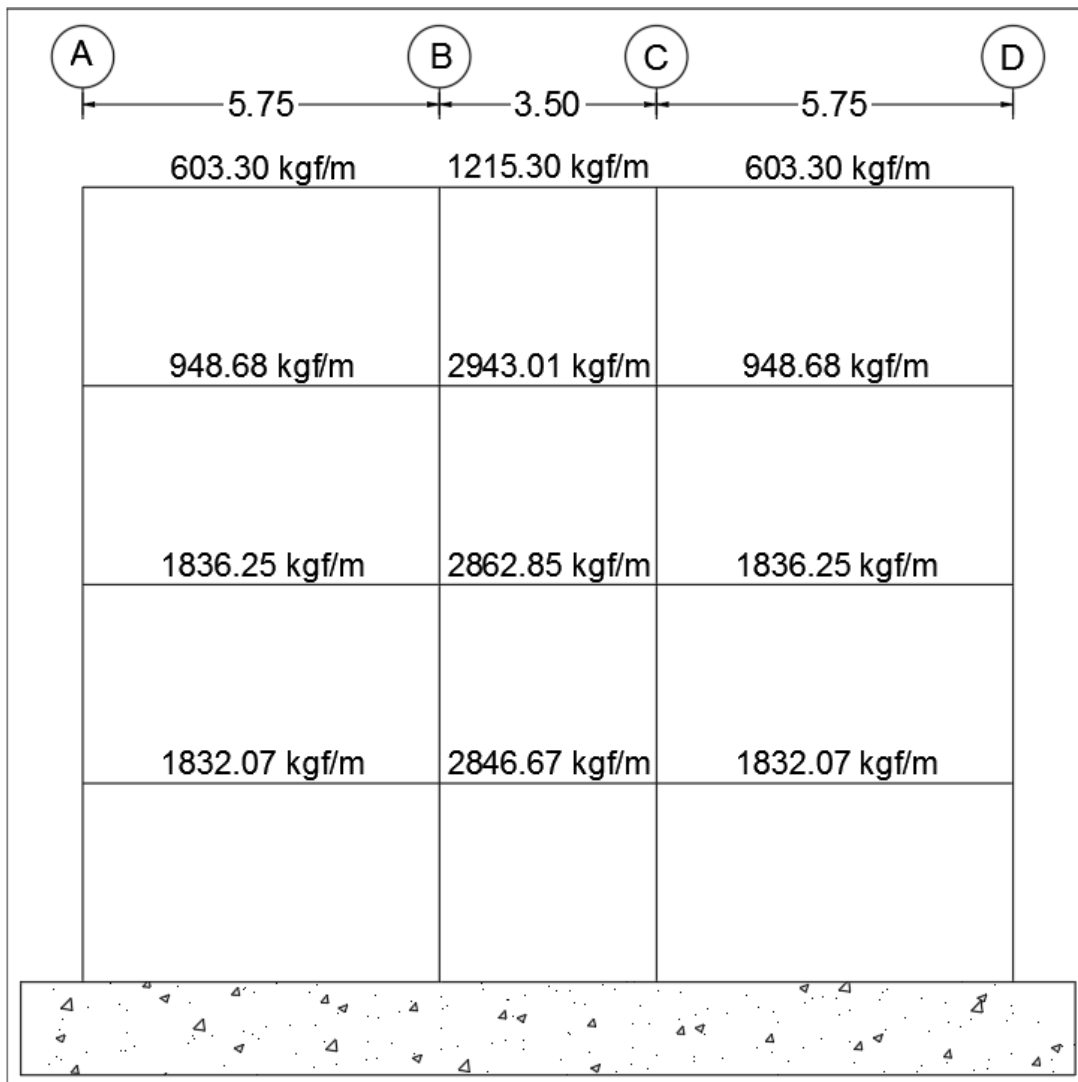
بارگذاری قاب ۱ - بار وزن سقف



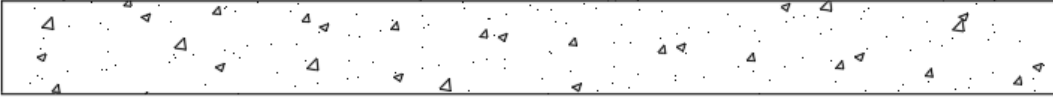
بارگذاری قاب ۱ - بار وزن تیر



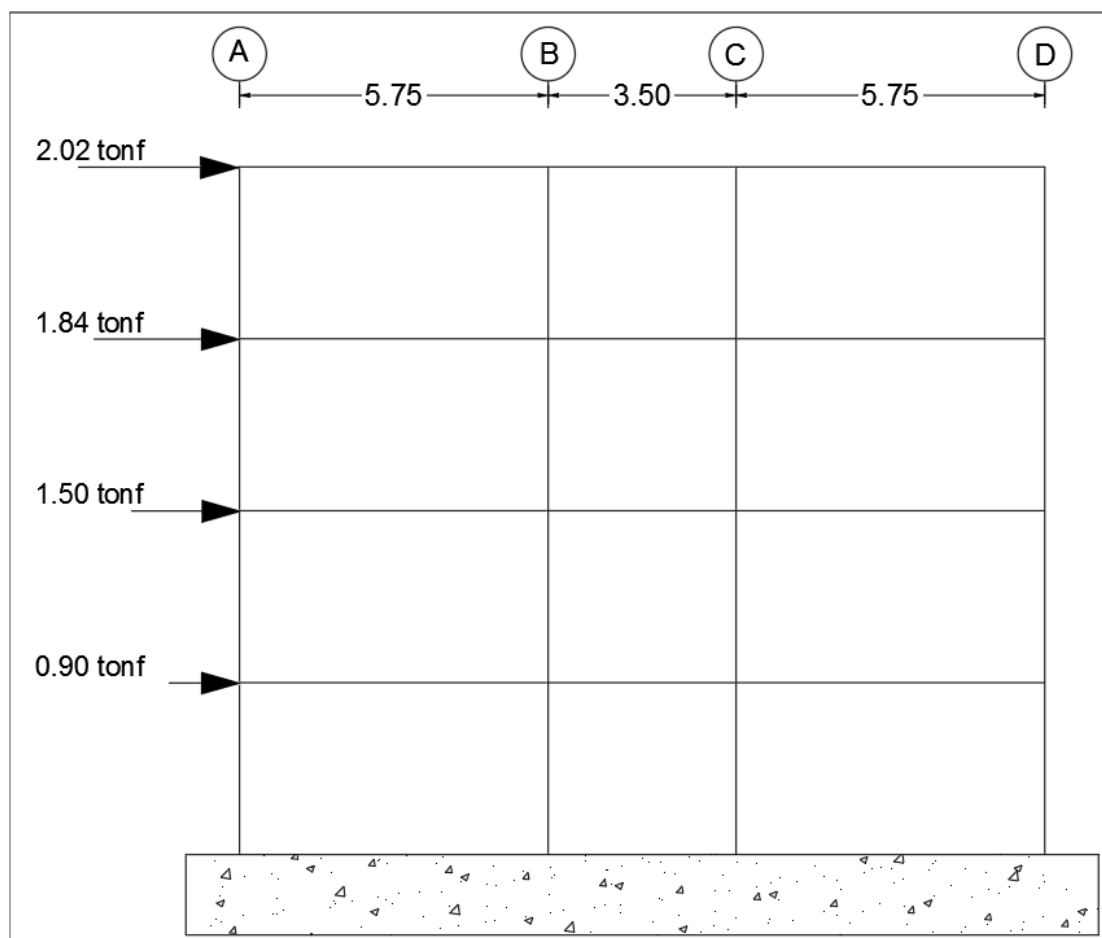
بارگذاری قاب ۱ - بار مرده



بارگذاری قاب ۱ - بار زنده

<div> <div>A</div> <div>B</div> <div>C</div> <div>D</div> </div>			
5.75		3.50	5.75
37.50 kgf/m		341.25 kgf/m	37.50 kgf/m
150.00 kgf/m	1478.75 kgf/m	175.00 kgf/m	
1080.10 kgf/m	758.33 kgf/m	1260.11 kgf/m	
639.67 kgf/m	449.56 kgf/m	639.67 kgf/m	
			

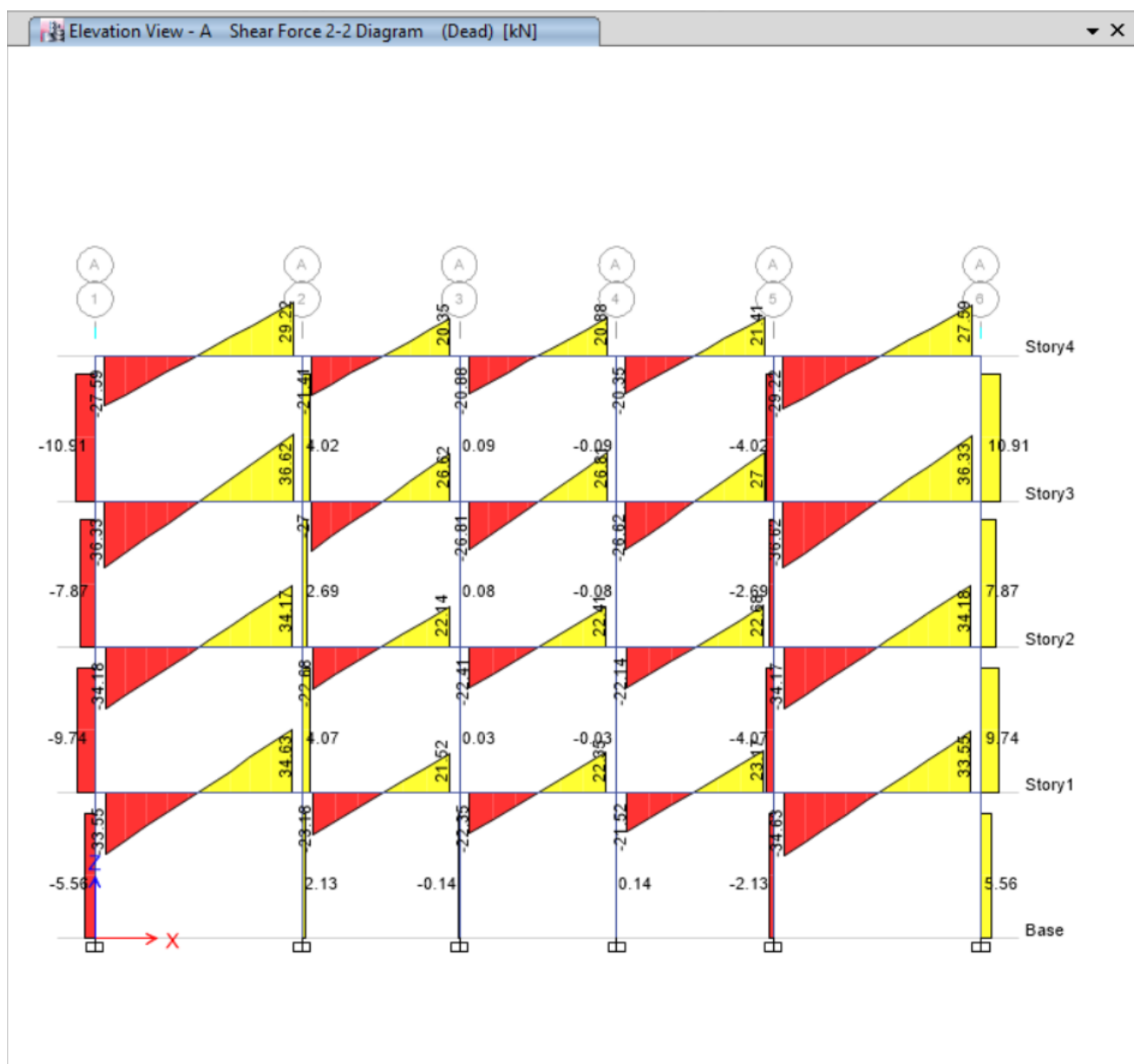
بارگذاری قاب ۱ - بار زلزله



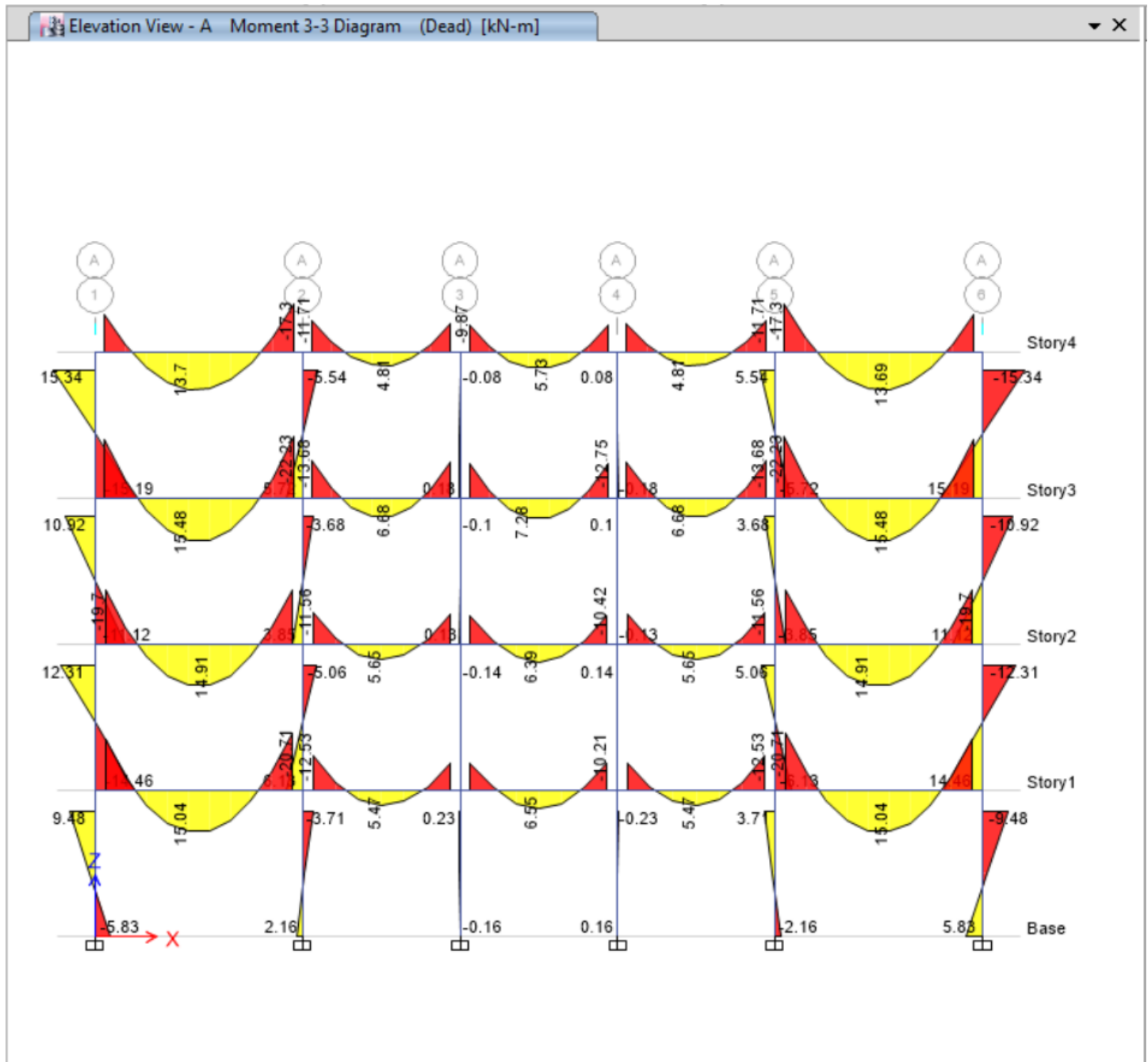
تحليل قابها

در تحليل قابها از نرم افزار ETABS 2016 version 16.0.2 استفاده شده است. نيروها و لنگرها بر حسب kN و kN.m مي باشند.

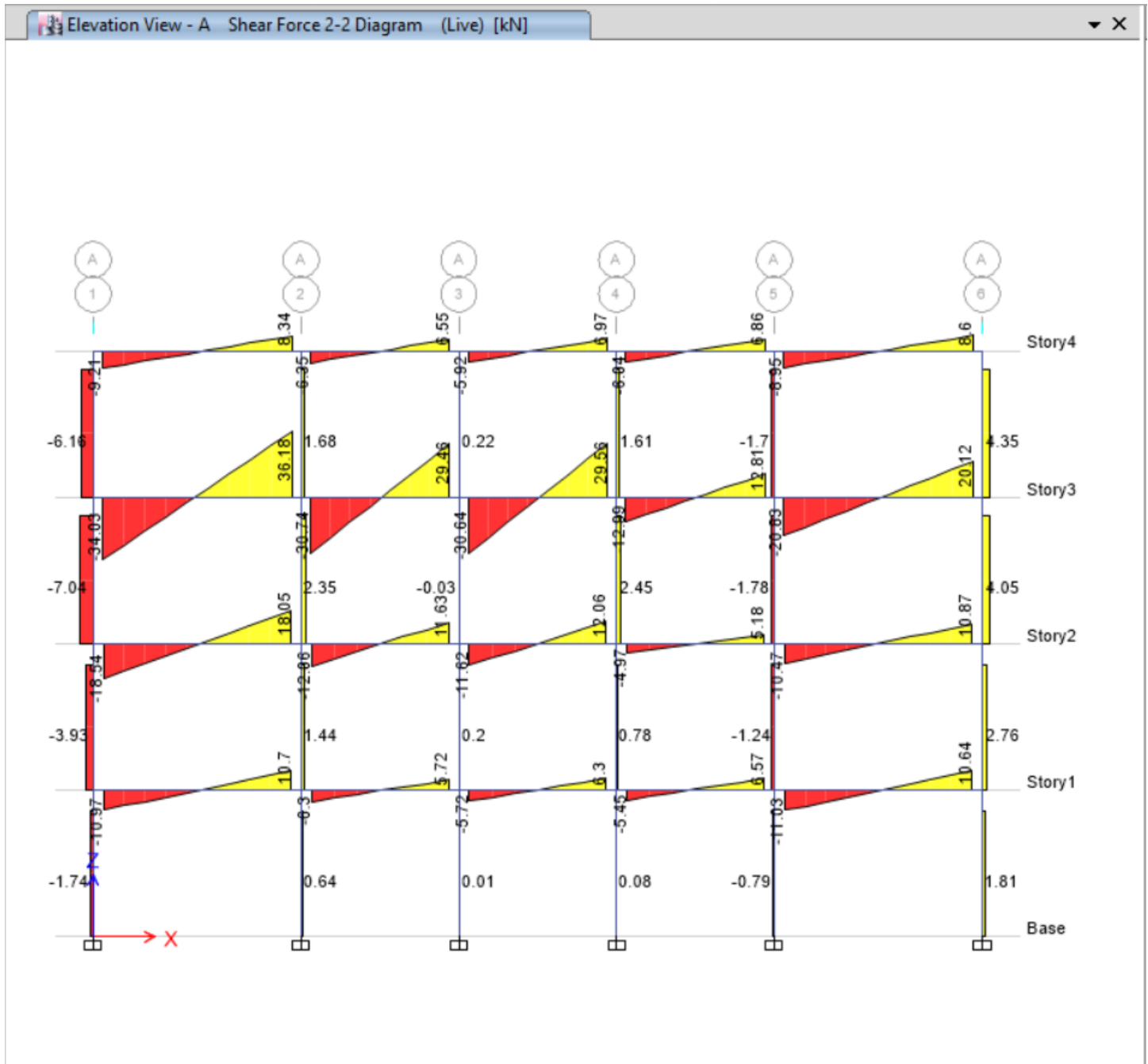
قاب A - تحليل بارگذاري مرده - نيروي برشي



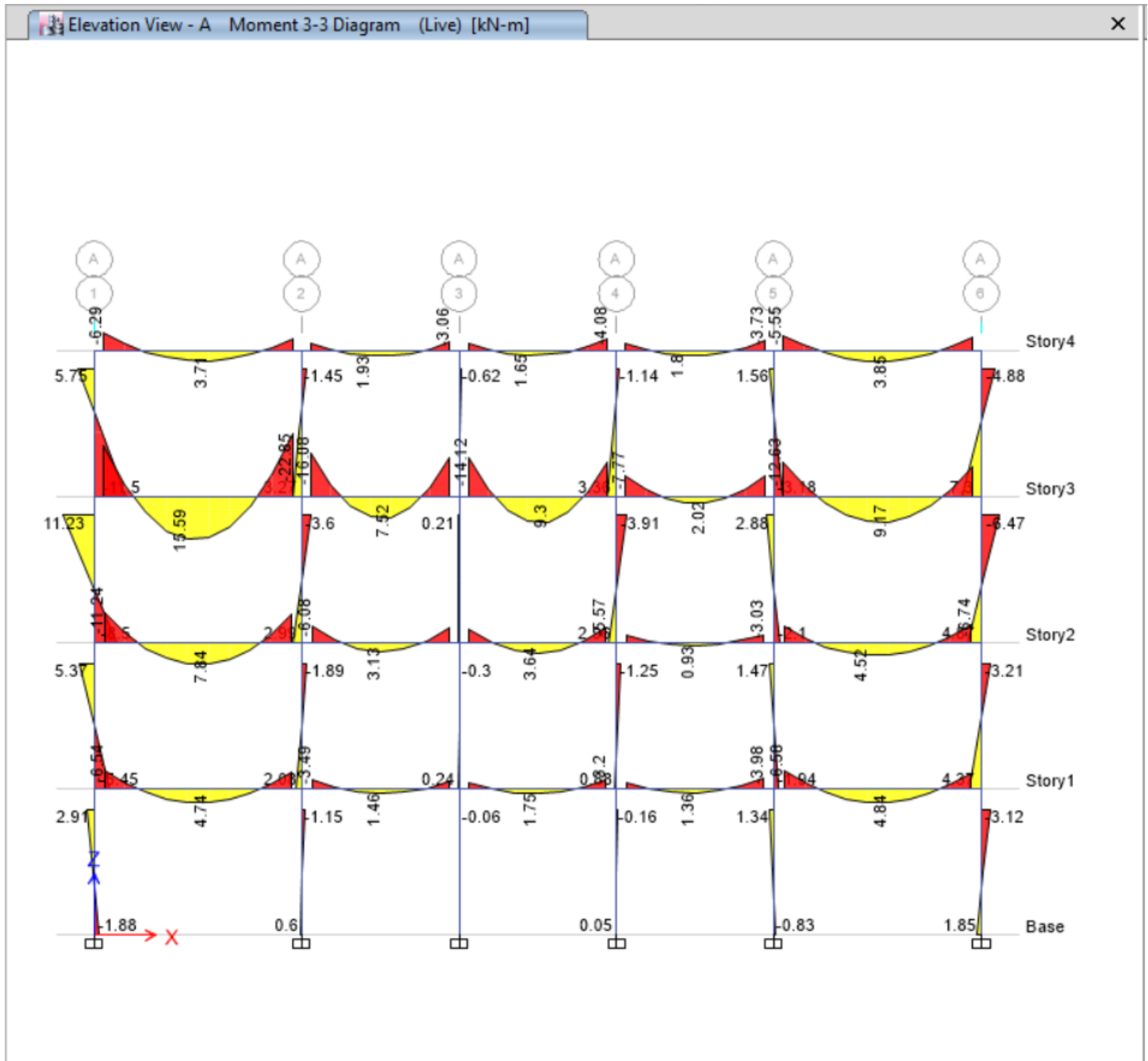
قاب A - تحلیل بارگذاری مرده - لنگر خمشی



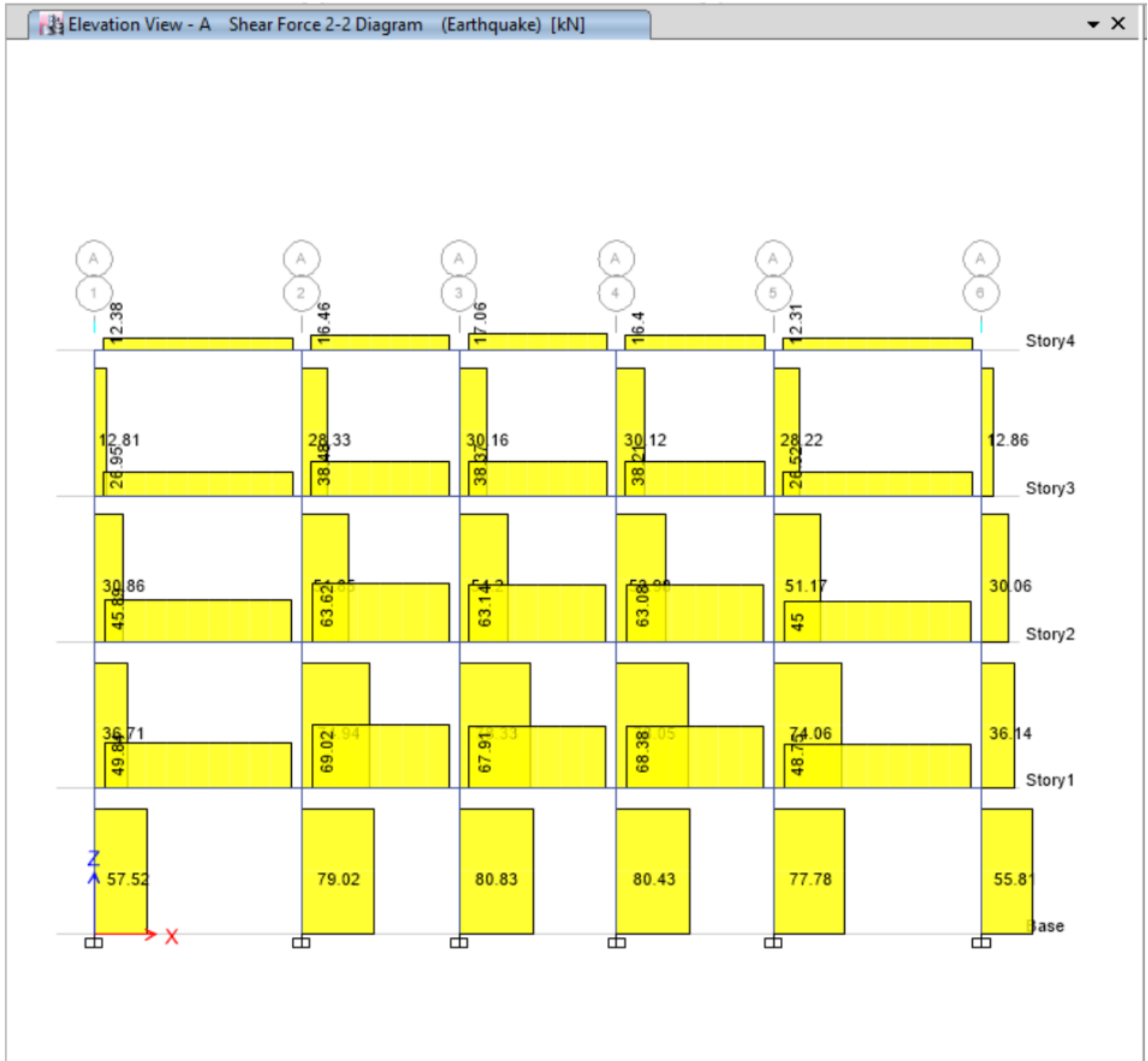
قاب A - تحلیل بارگذاری زنده - نیروی برشی



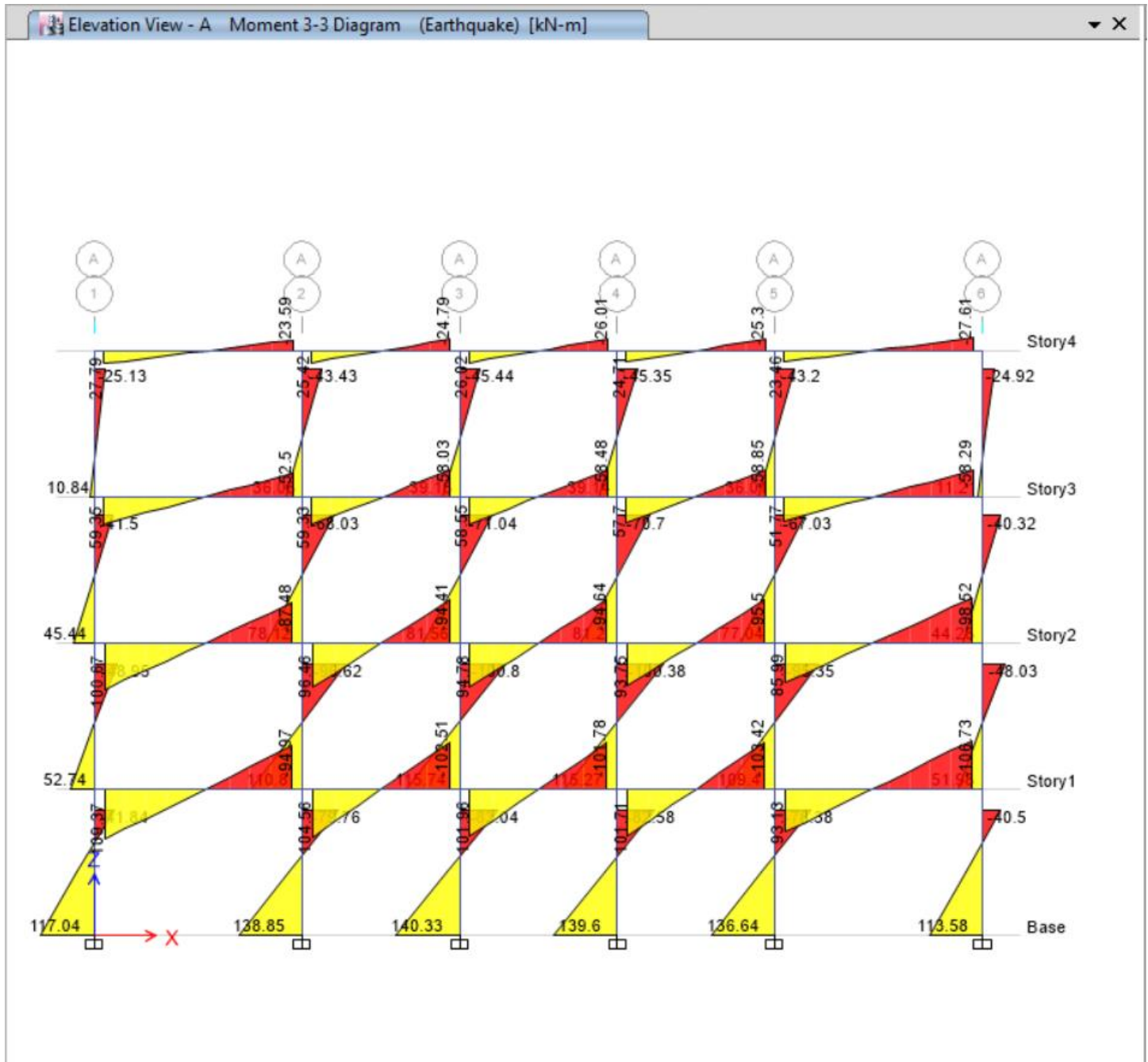
قاب A - تحلیل بارگذاری زنده - لنگر خمشی



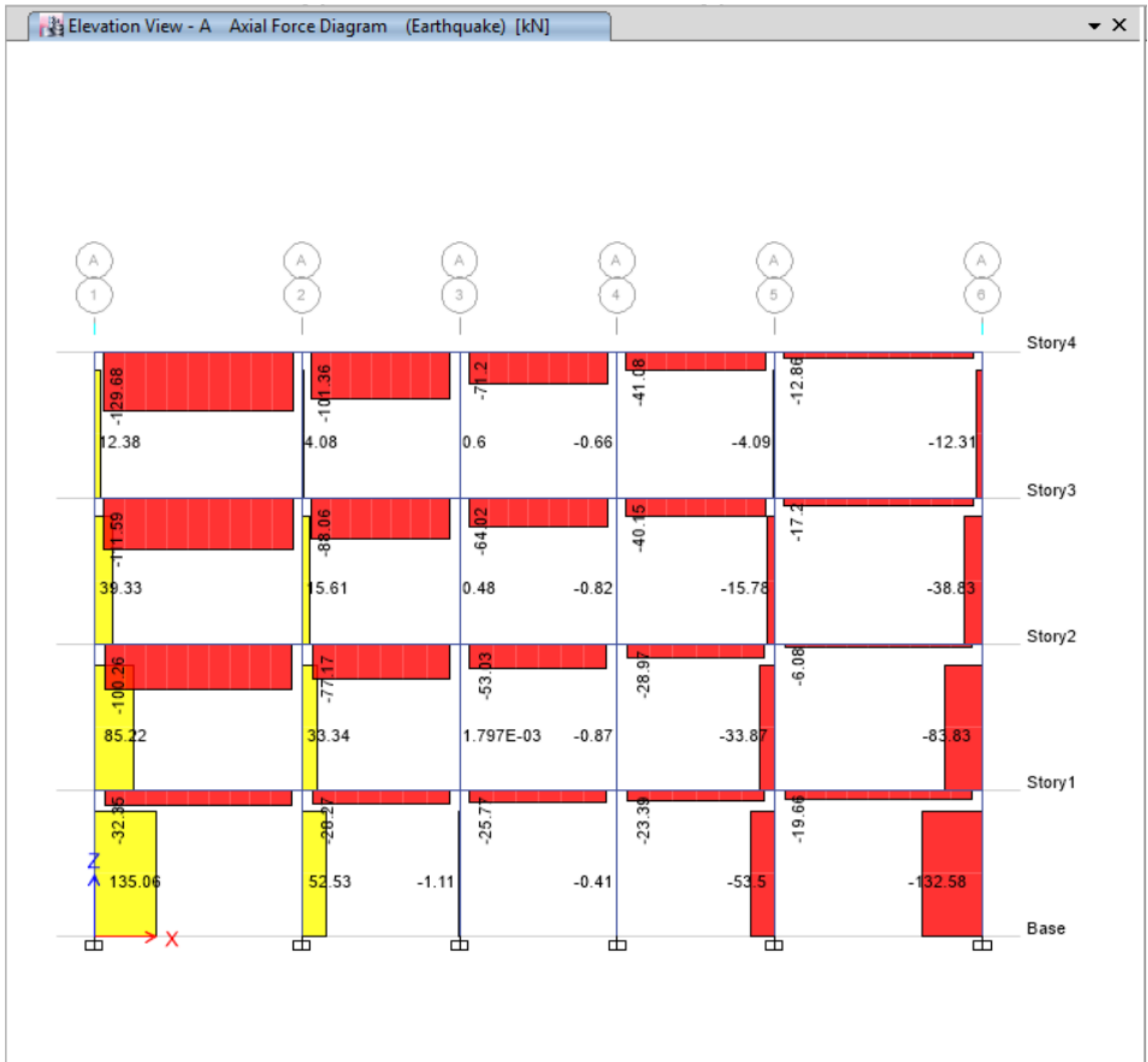
قاب A - تحلیل بارگذاری زلزله - نیروی برشی



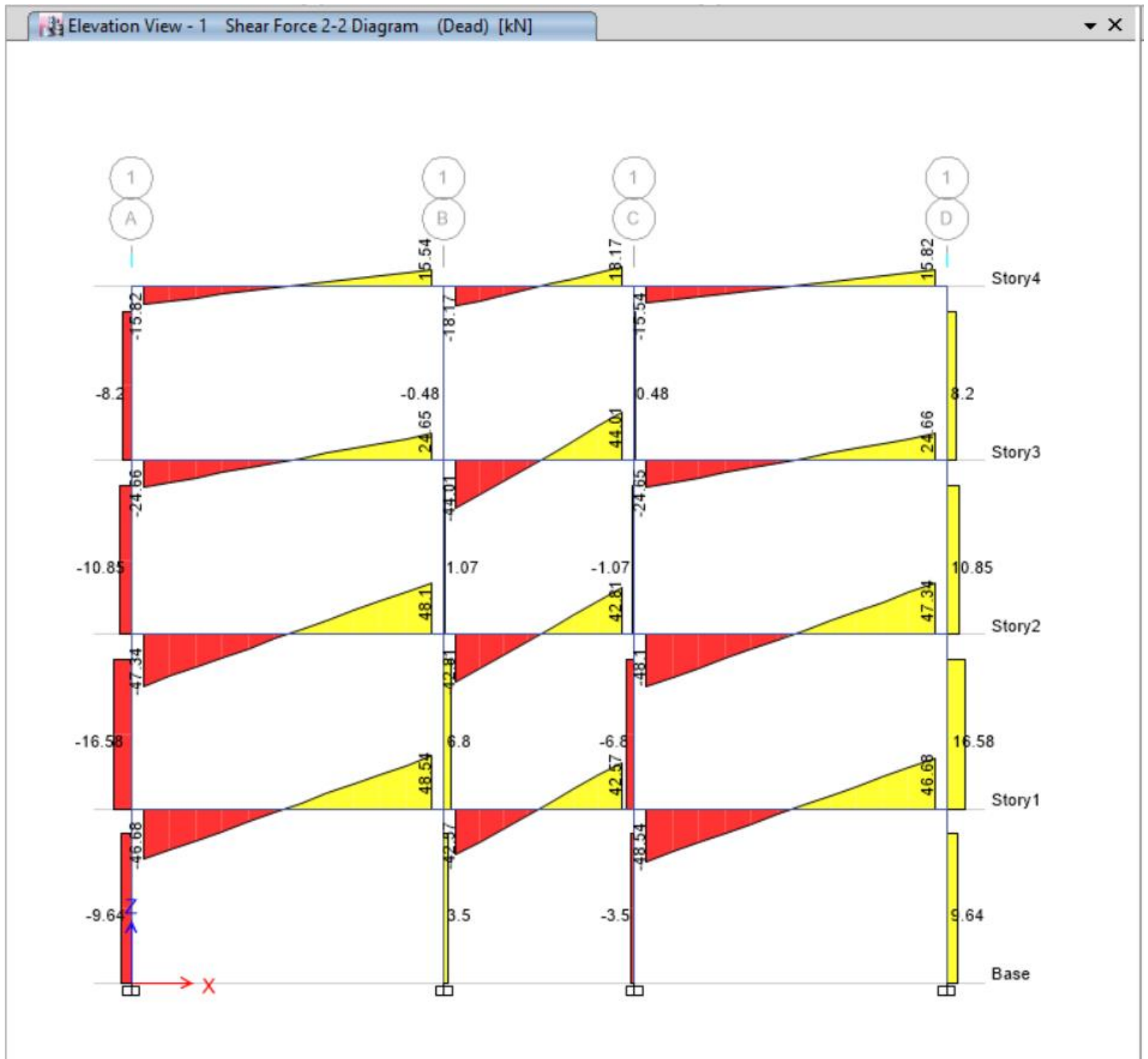
قاب A - تحلیل بارگذاری زلزله - لنگر خمشی



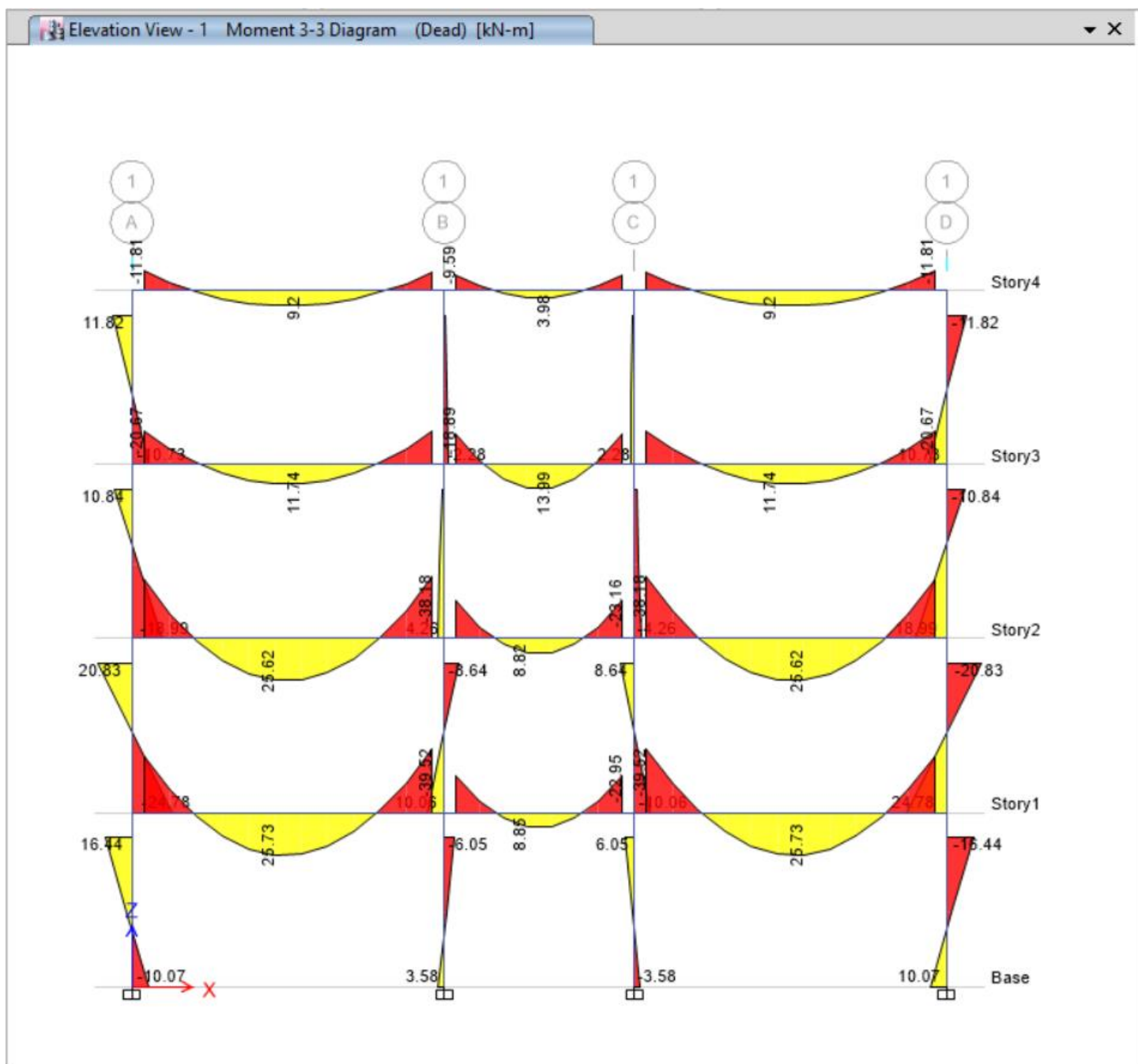
قاب A - تحلیل بارگذاری زلزله - نیروی محوری



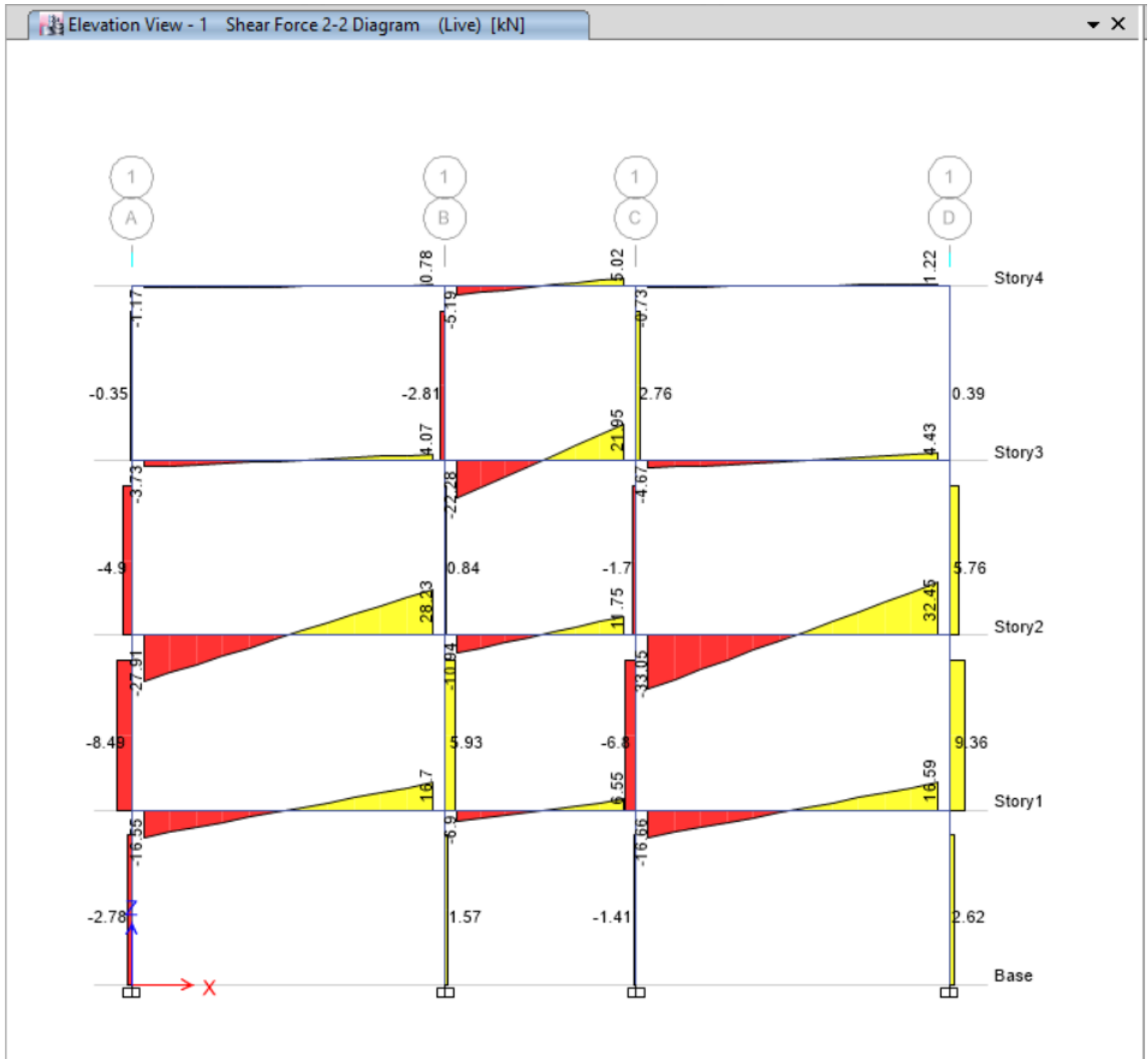
قاب 1 - تحلیل بارگذاری مرده - نیروی برشی



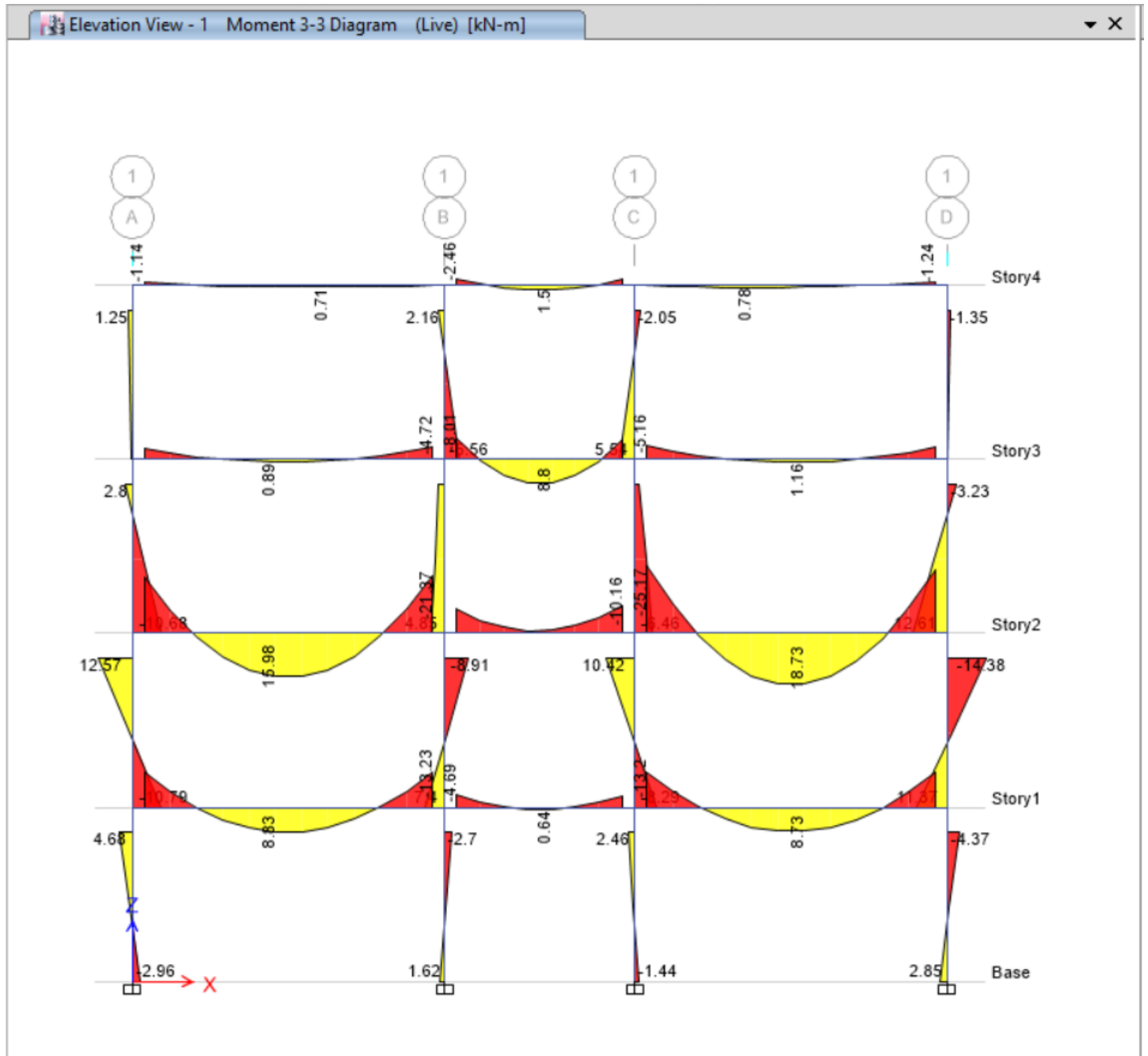
قاب 1 - تحلیل بارگذاری مرده - لنگر خمشی



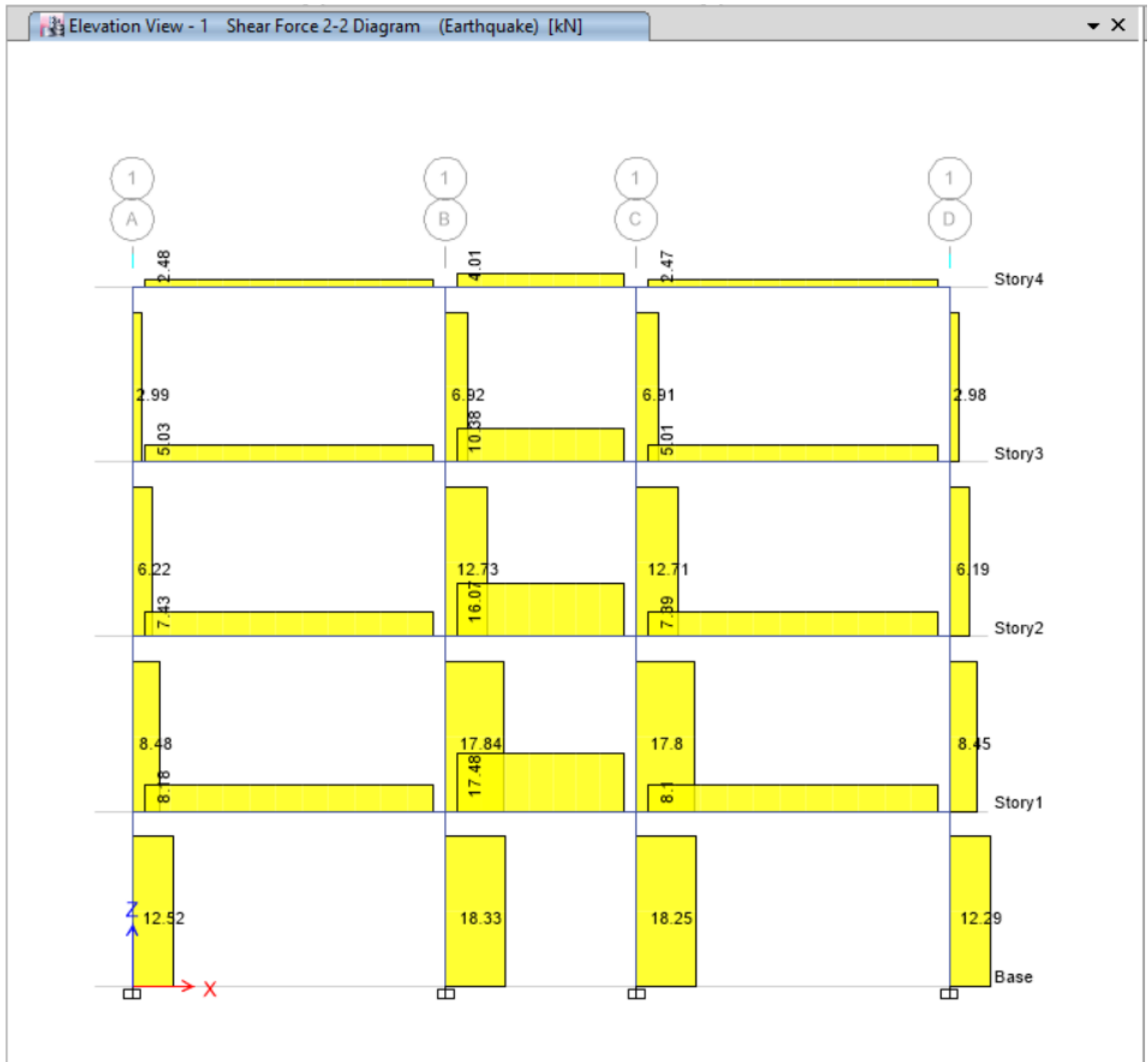
قاب 1 - تحلیل بارگذاری زنده - نیروی برشی



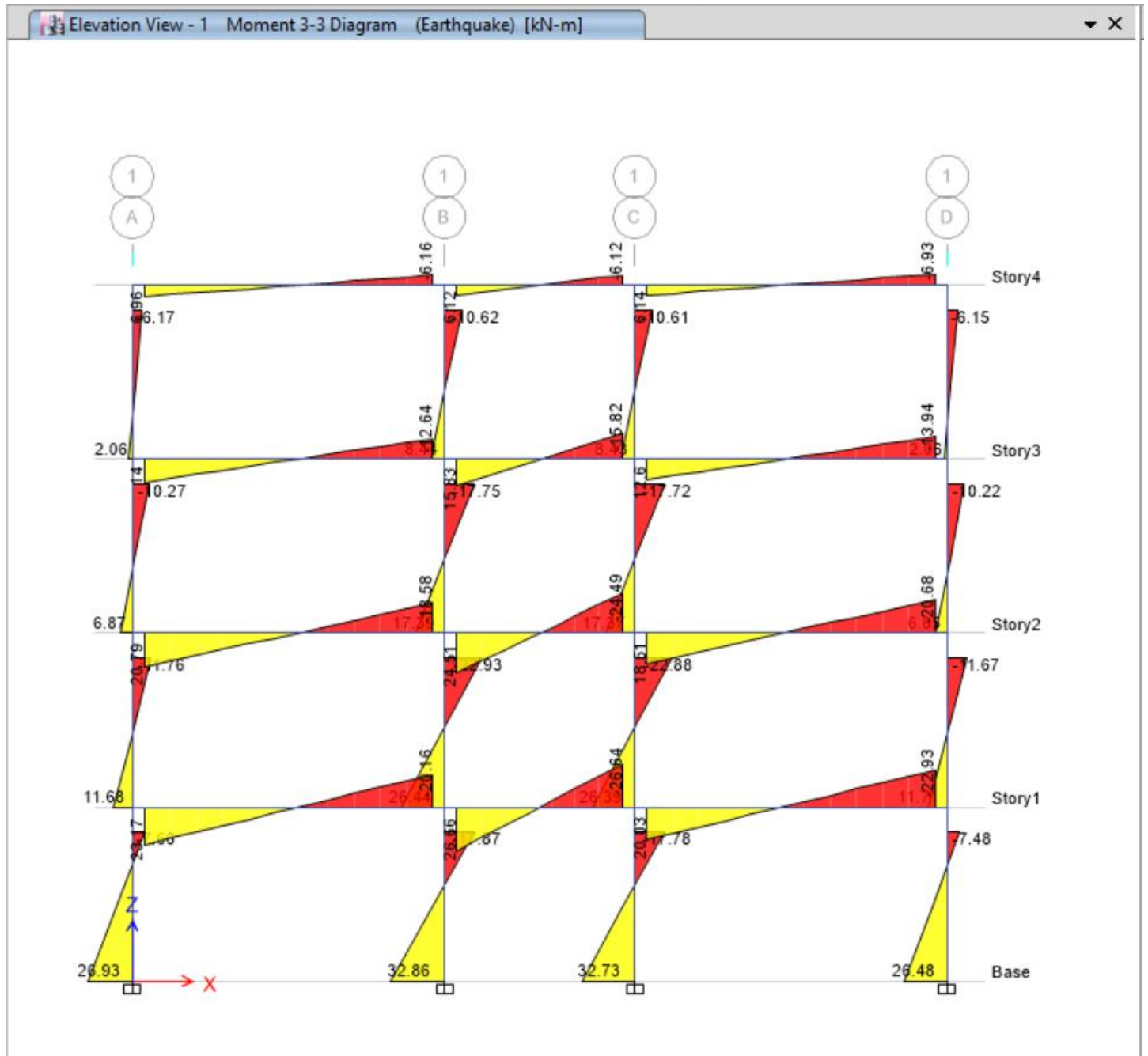
قاب 1 - تحلیل بارگذاری زنده - لنگر خمشی



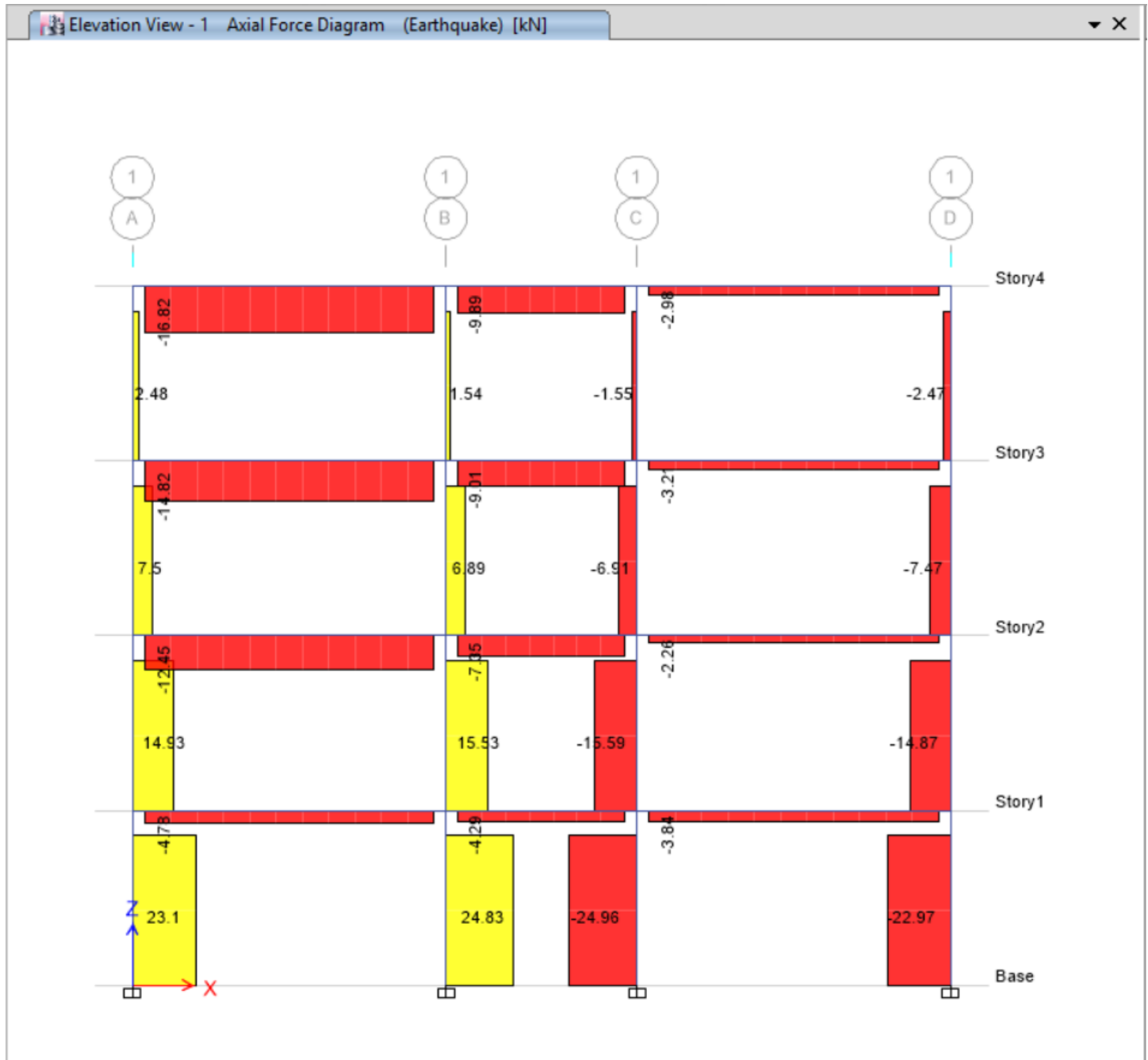
قاب 1 - تحلیل بارگذاری زلزله - نیروی برشی



قاب 1 - تحلیل بارگذاری زلزله - لنگر خمشی



قاب 1 - تحلیل بارگذاری زلزله - نیروی محوری



طراحی تیر

طراحی تیر AB-1 در طبقه اول

طبق نتایج بدست آمده از تحلیل و همچنین ترکیبات باری که در ابتدای پروژه معرفی شدند، داریم:

	Dead Load	Live Load	Seismic Load	Ultimate Load
V (kN)	48.54	16.70	8.18	85.73
M ⁻ (kN.m)	39.52	13.23	20.16	72.33
M ⁺ (kN.m)	25.73	8.83	23.17	55.79

اطلاعات مربوط به قرار زیر است:

- ابعاد اولیه مقطع طبق محاسباتی که در قسمت تعیین وزن اسکلت سازه انجام گرفت $450 \times 450 \text{ mm}$ میباشد و در جهت اطمینان از عرض مؤثر دال در ناحیه فشاری چشم پوشی می کنیم.
- طول دهانه طبق نقشه 5.75 m می باشد.
- ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (d) طبق جدول ۶-۶-۹ مبحث نهم به قرار زیر است:

جدول ۶-۶-۹ مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (میلیمتر) در شرایط محیطی بند ۴-۶-۹

نوع شرایط محیطی				نوع قطعه
فوق العاده شدید	خیلی شدید	شدید	متوسط	
75	75	50	45	تیرها و ستونها
60	60	30	30	دالها و تیرچه ها
55	55	30	25	دیوارها و پوسته ها
90	90	60	50	شالوده ها

طبق جدول بالا براساس شرایط متوسط ضخامت پوش بتن در تیرها و ستونها ۴۵ میلیمتر در نظر گرفته می شود.

- مقاومت مشخص بتن $f_c' = 25 \text{ Mpa}$ می باشد.
- میلگردهای طولی از نوع $A III$ یا $S400$ در نظر گرفته می شود، که طبق جدول ۱-۴-۹ مبحث نهم، حداقل تنش تسلیم $f_y = 400 \text{ Mpa}$ و حداقل مقدار مجاز مقاومت کششی حداکثر آن 600 Mpa انتخاب می شود. میلگردهای عرضی نیز از نوع $A II$ یا $S340$ در نظر گرفته می شود، که طبق جدول ۱-۴-۹ مبحث نهم، حداقل تنش تسلیم $f_y = 340 \text{ Mpa}$ و حداقل مقدار مجاز مقاومت کششی حداکثر آن 500 Mpa انتخاب می شود.
- مقادیر ضرایب ایمنی جزئی طبق بند ۹-۱۳-۱۰-۱-۲ مبحث نهم به شرح زیر است:

- ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن $\phi_c = 0.65$
- ضریب ایمنی جزئی مقاومت فولاد $\phi_s = 0.85$

محاسبه ضرایب α_1 و β_1 طبق رابطه ۹-۱۴-۳ صفحه ۱۹۵ مبحث نهم:

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015f_c = 0.85 - (0.0015 \times 25) = 0.8125$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025f_c = 0.97 - (0.0025 \times 25) = 0.9075$$

محاسبه ρ_b

$$\rho_b = \alpha_1 \beta_1 \cdot \frac{\phi_c f_c}{\phi_s f_y} \cdot \frac{700}{700 + f_y} = 0.8125 \times 0.9075 \times \frac{0.65 \times 25}{0.85 \times 400} \times \frac{700}{700 + 400} = 0.0224$$

طراحی تیر برای لنگر مثبت

گام اول: محاسبه ظرفیت خمشی مقطع

$$\rho_{max} = \rho_b = 0.0224 < 0.025 \rightarrow \rho_b = 0.0224$$

$$d = 450 - 45 = 405 \text{ mm}$$

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} b d = 0.0224 \times 450 \times 405 = 4082.40 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s (\phi_s f_y)}{0.85 (\phi_c f_c) b} = \frac{4082.40 \times 0.85 \times 400}{0.85 \times 0.65 \times 25 \times 450} = 223.31 \text{ mm}$$

$$M_r = A_s (\phi_s f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) = 4082.40 \times 0.85 \times 400 \times \left(405 - \frac{223.31}{2} \right) \times 10^{-6} = 407.17 \text{ kN.m}$$

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:

$$M_r = M_u = 55.79 \text{ kN.m}$$

گام چهارم: تعیین سطح مقطع فولاد (A_s)

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\alpha_1 \cdot \phi_c \cdot f_c \cdot b \cdot d}{\phi_s \cdot f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\alpha_1 \cdot \phi_c \cdot f_c \cdot b \cdot d^2}} \right) \\ &= \frac{0.8125 \times 0.65 \times 25 \times 450 \times 405}{0.85 \times 400} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 55.79 \times 10^6}{0.8125 \times 0.65 \times 25 \times 450 \times 405^2}} \right) = 417.47 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

گام چهارم: کنترل ρ

طبق بند ۹-۱۱-۵-۱ مبحث نهم، رابطه زیر باید برقرار باشد:

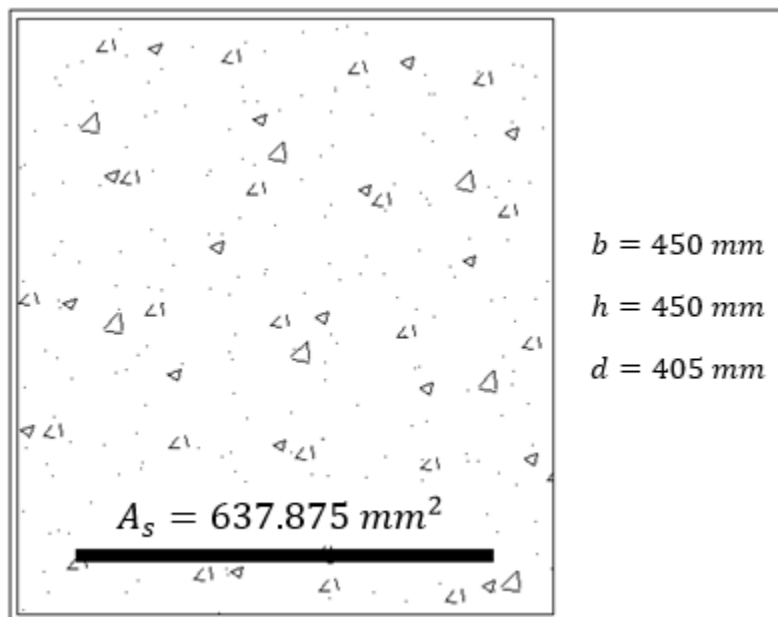
$$\rho \leq 0.025$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{417.47}{450 \times 405} = 0.0023 \leq 0.025 \quad Ok$$

همچنین طبق بند ۹-۱۱-۵-۲ مبحث نهم، حداقل آرماتور بکار رفته از بزرگترین مقادیر بدست آمده از روابط زیر باید بیشتر باشد:

$$\rho \geq \max\left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right) = \max\left(\frac{1.4}{400}, \frac{0.25\sqrt{25}}{400}\right) = \max(0.0035, 0.003125) = 0.0035 \quad No$$

$$A_s = 0.0035 \times 450 \times 405 = 637.875 \text{ mm}^2$$



طراحی تیر برای لنگر منفی

گام اول: محاسبه ظرفیت خمشی مقطع

$$\rho_{max} = \rho_b = 0.0224 < 0.025 \rightarrow \rho_b = 0.0224$$

$$d = 450 - 45 = 405 \text{ mm}$$

$$A_{smax} = \rho_{max} b d = 0.0224 \times 450 \times 405 = 4082.40 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s (\phi_s f_y)}{0.85 (\phi_c f_c) b} = \frac{4082.40 \times 0.85 \times 400}{0.85 \times 0.65 \times 25 \times 450} = 223.31 \text{ mm}$$

$$M_r = A_s (\phi_s f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) = 4082.40 \times 0.85 \times 400 \times \left(405 - \frac{223.31}{2} \right) \times 10^{-6} = 407.17 \text{ kN.m}$$

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:

$$M_r = M_u = 72.33 \text{ kN.m}$$

گام چهارم: تعیین سطح مقطع فولاد (A_s)

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\alpha_1 \cdot \phi_c \cdot f_c \cdot b \cdot d}{\phi_s \cdot f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\alpha_1 \cdot \phi_c \cdot f_c \cdot b \cdot d^2}} \right) \\ &= \frac{0.8125 \times 0.65 \times 25 \times 450 \times 405}{0.85 \times 400} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 72.33 \times 10^6}{0.8125 \times 0.65 \times 25 \times 450 \times 405^2}} \right) = 546.36 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

گام چهارم: کنترل ρ

طبق بند ۹-۱۱-۵-۱ مبحث نهم، رابطه زیر باید برقرار باشد:

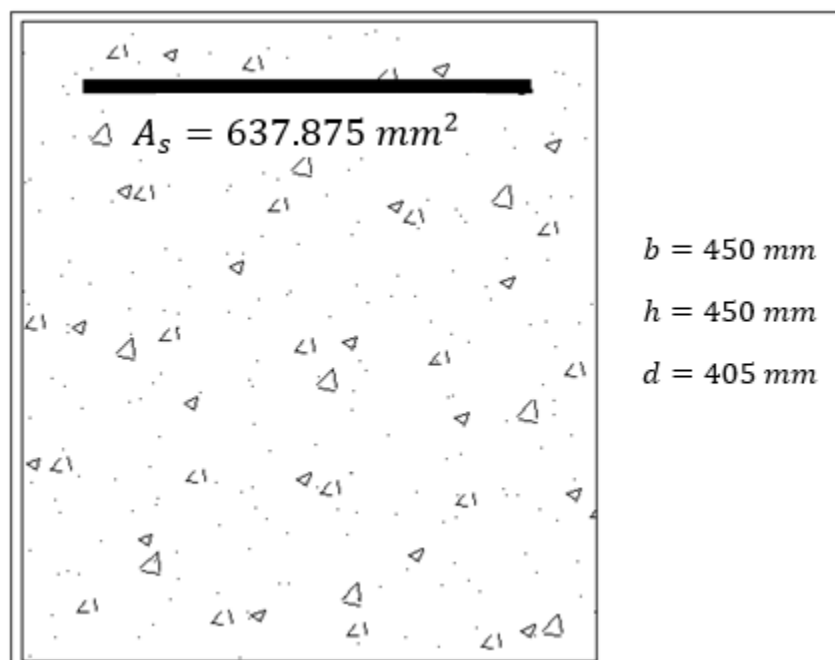
$$\rho \leq 0.025$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{546.36}{450 \times 405} = 0.0030 \leq 0.025 \quad Ok$$

همچنین طبق بند ۹-۱۱-۵-۲ مبحث نهم، حداقل آرماتور بکار رفته از بزرگترین مقادیر بدست آمده از روابط زیر باید بیشتر باشد:

$$\rho \geq \max\left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right) = \max\left(\frac{1.4}{400}, \frac{0.25\sqrt{25}}{400}\right) = \max(0.0035, 0.003125) = 0.0035 \quad No$$

$$A_s = 0.0035 \times 450 \times 405 = 637.875 \text{ mm}^2$$



طراحی تیر برای برش و پیچش

نیروی برشی نهایی (V_u) و لنگر پیچشی نهایی (T_u) به فاصله d از لبه ستون اتفاق می‌افتد.

$$V_u = 85.73 - \frac{0.405 \times 85.73}{2.875} = 73.65 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.20 \phi_c \sqrt{f_c} b_w d = 0.20 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times 450 \times 405 \times 10^{-3} = 118.46 \text{ kN}$$

$$\frac{V_c}{2} < V_u \leq V_c \rightarrow \text{باید آرماتور برشی حداقل در مقطع استفاده شود}$$

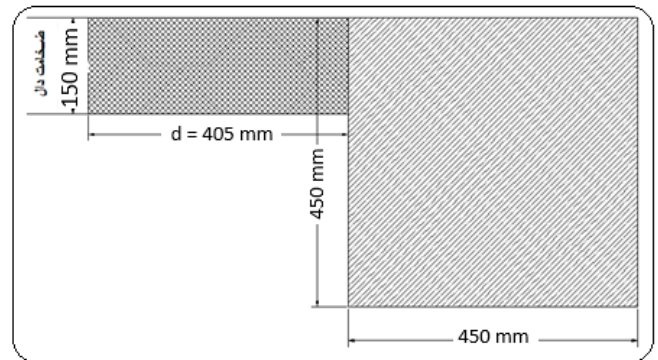
$$\frac{A_{sv \min}}{S} = 0.06 \sqrt{f_c} \frac{b_w}{f_{yv}} = 0.06 \times \sqrt{25} \times \frac{450}{340} = 0.397 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$A_c = (450 \times 450) + (405 \times 150) = 263250 \text{ mm}^2$$

$$P_c = 2(450 + 450) + 2(405) + 150 = 2760 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} T_u &= \frac{2}{3} \left(0.38 \lambda \phi_c \sqrt{f_c} \left(\frac{A_c^2}{P_c} \right) \right) \\ &= \frac{2}{3} \left(0.38 \times 1.0 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times \frac{263250^2}{2760} \right) \times 10^{-6} \\ &= 20.67 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$T_u \geq 0.25 T_{cr} \rightarrow OK \rightarrow \text{طراحی برای پیچش لازم است}$$

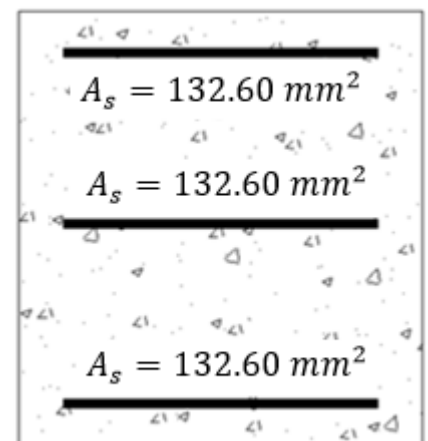


$$A_{oh} = 360 \times 360 = 129600 \text{ mm}^2 \rightarrow A_0 = 0.85 A_{oh} = 0.85 \times 129600 = 110160 \text{ mm}^2$$

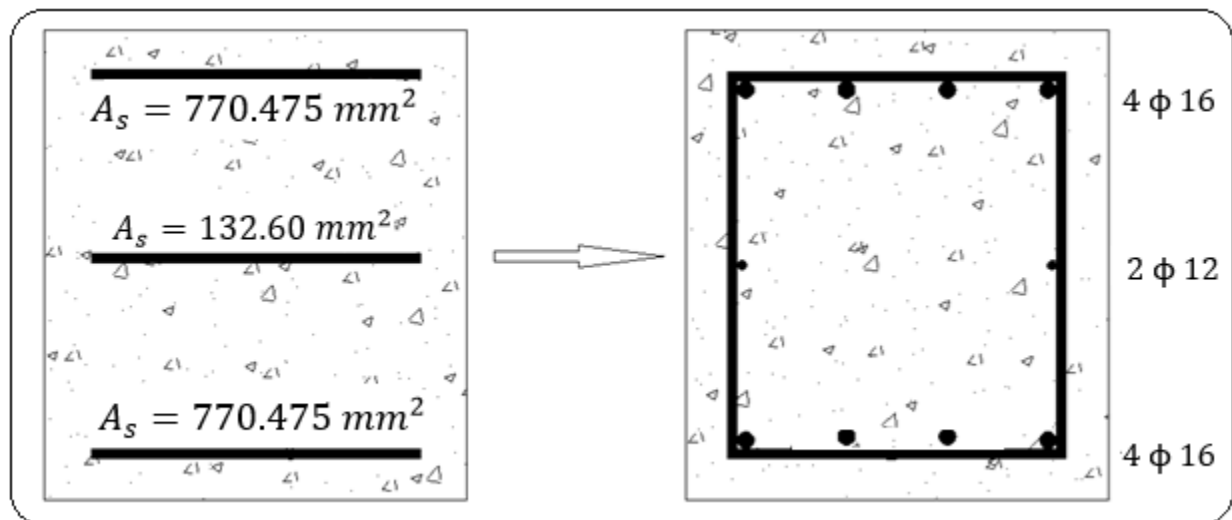
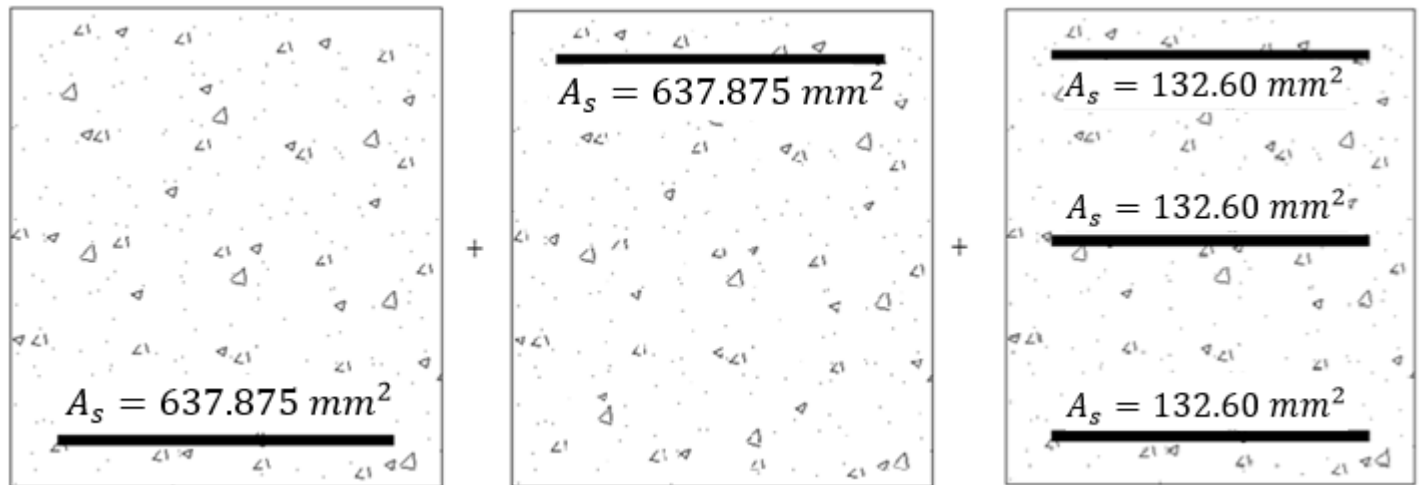
$$T_s = 2 \phi_s A_0 f_{yv} \frac{A_t}{S} \rightarrow 20.67 \times 10^6 = 2 \times 0.85 \times 110160 \times 340 \times \frac{A_t}{S} \rightarrow \frac{A_t}{S} = 0.325 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$P_h = 2(360 + 360) = 1440 \text{ mm}$$

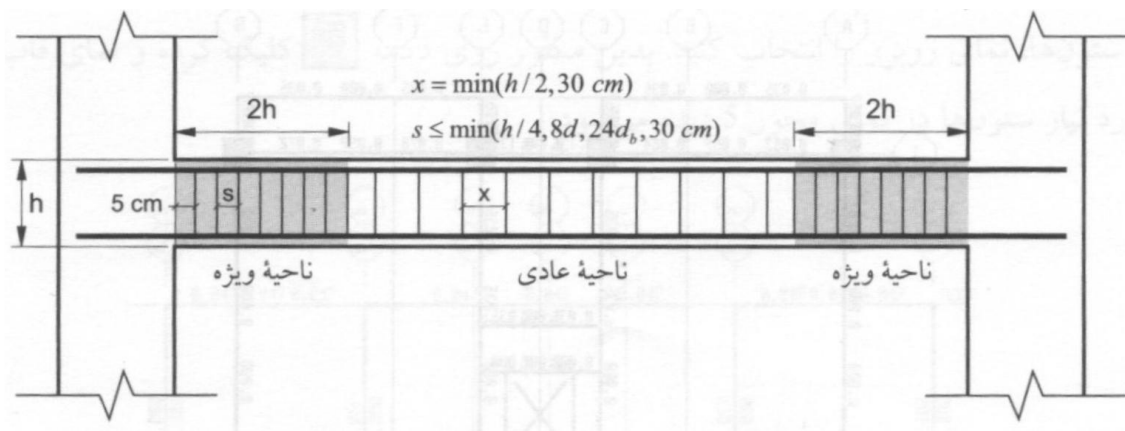
$$A_l = \left(\frac{A_t}{S} \right) P_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yl}} \right) = 0.325 \times 1440 \times \frac{340}{400} = 397.80 \text{ mm}^2$$



گام دهم: تعیین آرایش نهایی میلگردها



گام یازدهم: تعیین آرایش نهایی میلگردها



بنابراین طول ناحیه بحرانی l_0 از هر طرف برابر میشود با:

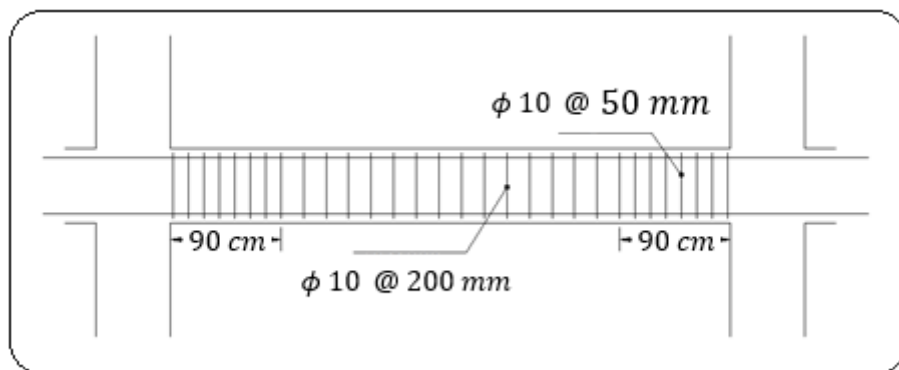
$$l_0 = 2h = 2 \times 45 = 90 \text{ mm}$$

و همچنین حداکثر فاصله خاموتها در ناحیه بحرانی برابر است با:

$$S = \min\left(\frac{d}{4}, 8d_{L,min}, 24d_s, 300\text{mm}\right) = \min(101.25, 96, 240, 300) = 96 \text{ mm} \rightarrow 50 \text{ mm}$$

همچنین باید فاصله اولین خاموت از دو طرف برابر ۵۰ میلیمتر باشد.

و در نهایت آرایش خاموتها در تیر به قرار زیر است:



طراحی تیرها باقیمانده در این قاب و در این طبقه با استفاده از کدنویسی در MATLAB انجام گرفته که در زیر تعدادی از آنها خلاصه شده است:

Story 1 – AB1	Dead Load	Live Load	Seismic Load	Ultimate Load
V (kN)	48.54	16.70	8.18	85.73
M ⁻ (kN.m)	39.52	13.23	20.16	72.33
M ⁺ (kN.m)	25.73	8.83	23.17	55.79

$$A_s = 770.343 \text{ mm}^2 \rightarrow 4 \phi 16$$

$$A_s = 132.468 \text{ mm}^2 \rightarrow 2 \phi 12$$

$$A_s = 770.343 \text{ mm}^2 \rightarrow 4 \phi 16$$

Story 1 – BC1	Dead Load	Live Load	Seismic Load	Ultimate Load
V (kN)	42.57	6.90	17.48	65.53
M ⁻ (kN.m)	22.95	4.69	26.64	50.96
M ⁺ (kN.m)	8.85	0.64	26.66	32.01

$$A_s = 770.343 \text{ mm}^2 \rightarrow 4 \phi 16$$

$$A_s = 132.468 \text{ mm}^2 \rightarrow 2 \phi 12$$

$$A_s = 770.343 \text{ mm}^2 \rightarrow 4 \phi 16$$

Story 1 – CD1	Dead Load	Live Load	Seismic Load	Ultimate Load
V (kN)	48.54	16.66	8.10	85.67
M ⁻ (kN.m)	39.52	13.20	22.93	74.62
M ⁺ (kN.m)	25.73	8.73	20.03	53.03

$$A_s = 770.343 \text{ mm}^2 \rightarrow 4 \phi 16$$

$$A_s = 132.468 \text{ mm}^2 \rightarrow 2 \phi 12$$

$$A_s = 770.343 \text{ mm}^2 \rightarrow 4 \phi 16$$

طراحی ستون

در این پروژه فقط ستون A-1 در طبقه اول مورد محاسبه قرار می گیرد.

$$A = \frac{4.55 \times 5.75}{4} = 6.540625 \text{ m}^2$$

$$N_{uD} = 6.540625 \times (302.00 + 321.50 + (2 \times 481.00)) = 10370.16 \text{ kgf} = 101.69 \text{ kN}$$

$$N_{uL} = 6.540625 \times (150.00 + 600.00 + 600.00 + 355.34) = 11153.99 \text{ kgf} = 109.38 \text{ kN}$$

$$N_{WD} = (2(0.40^2) + 2(0.45^2)) \times 3.20 \times 2400 = 5568.00 \text{ kgf} = 54.60 \text{ kN}$$

گام اول: تعیین تلاشهای نهایی

	Dead Load	Live Load	Seismic Load	Ultimate Load
N_u (kN)	156.29	109.38	158.16	420.40
M_{ux} (kN.m)	9.48	2.91	117.04	111.29
M_{uy} (kN.m)	16.44	4.68	26.93	44.68

گام دوم: تخمین ابعاد

$$A_g = \frac{1.5N_u}{\phi_c f_c + \rho_{st} f_y}$$

ρ_{st} : سطح مقطع آرماتورهای طولی

مطابق مبحث نهم، در قطعات فشاری سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از 0.01 و بیشتر از 0.06 سطح مقطع کل باشد.

$$\rho_{st} = 2\% = 0.02$$

$$A_g = \frac{1.5N_u}{\phi_c f_c + \rho_{st} f_y} = \frac{1.50 \times (420.40 \times 10^3)}{(0.65 \times 25) + (0.02 \times 400)} = 26004.12 \text{ mm}^2$$

$$h = b = \sqrt{26004.12} = 161.26 \text{ mm} \rightarrow \text{Use } 450 \text{ mm} \times 450 \text{ mm}$$

گام سوم: تعیین M_{ueq} و e_{eq}

خروج از مرکزیت دو محوره e_x و e_y می تواند با یک خروج از مرکزیت معادل، جایگزین شود و ستون برای حالت بار محوری توأم با ممان خمشی تک محوره طراحی شود. محدودیت این روش این است که ستونها باید نسبت به دو محور متقارن باشند و $0.5 \leq \frac{x}{y} \leq 2$ و همچنین فولادگذاری 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 می گردد.

$$e_{eqx} = e_x + \frac{\alpha e_y}{y} x$$

$$e_{eqy} = e_y + \frac{\alpha e_x}{x} y$$

که داریم:

$$\begin{cases} \alpha = \left(0.5 + \frac{N_u}{f_c A_g}\right) \frac{f_y + 275}{690} \geq 0.60 & \frac{N_u}{f_c A_g} \leq 0.4 \\ \alpha = \left(1.3 + \frac{N_u}{f_c A_g}\right) \frac{f_y + 275}{690} \geq 0.50 & \frac{N_u}{f_c A_g} > 0.4 \end{cases}$$

$$e_x = \frac{M_{uy}}{N_u} = \frac{44.68 \times 10^6}{420.40 \times 10^3} = 106.28 \text{ mm}$$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{N_u} = \frac{111.29 \times 10^6}{420.40 \times 10^3} = 264.72 \text{ mm}$$

$$\frac{N_u}{f_c A_g} = \frac{420.40 \times 10^3}{25 \times 450 \times 450} = 0.083 \leq 0.40 \rightarrow \alpha = (0.5 + 0.083) \frac{400 + 275}{690} = 0.570 \geq 0.60 \rightarrow \alpha = 0.60$$

$$\frac{e_x}{x} = \frac{106.28}{450} \leq \frac{e_y}{y} = \frac{264.72}{450} \rightarrow e_{eqy} = e_y + \frac{\alpha e_x}{x} y = 264.72 + \frac{0.60 \times 106.28 \times 450}{450} = 328.488 \text{ mm}$$

$$M_{ueq} = N_u e_{eqx} = 420.40 \times 328.488 \times 10^{-3} = 138.10 \text{ kN.m}$$

گام چهارم: تعیین مقدار فولاد با استفاده از نمودارهای اثر متقابل فشار خمشی

برای آنالیز و طراحی ستونها به جای استفاده از روش مستقیم که کمی زمانگیر است می توان از روش تقریبی نمودارهای اندرکنش استفاده کرد. در این روش از نمودارها یا اندرکنشی که قبلا بدست آمده و ترسیم شده اند استفاده می گردد. این منحنی ها با توجه به مشخصات مکانیکی و مقطع یک ستون تعریف می گردد. 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 دایره ای شکل
- ❖ نمودارها وابسته به واحد نمی باشند.
- ❖ نمودارها بر حسب γ تقسیم بندی شده اند.
- ❖ هر نمودار دارای یک سری منحنی است که هر منحنی مربوط به یک mp می باشد.
- ❖ نمودارها بر حسب N_u و M_{ueq} ترسیم شده اند.

$$\gamma = \frac{h - 2d'}{h} = \frac{450 - (2 \times 45)}{450} = 0.80$$

$$\frac{N_u}{\phi_c f_c b h} = \frac{420.40 \times 10^3}{0.65 \times 25 \times 450 \times 450} = 0.13$$

$$\frac{M_u}{\phi_c f_c b h^2} = \frac{138.10 \times 10^6}{0.65 \times 25 \times 450 \times 450^2} = 0.09$$

با توجه به نمودارهای اندرکنش:

$$\gamma = 0.80 \rightarrow m\rho = 0.13$$

$$m = \frac{f_y}{\phi_c f_c} = \frac{400}{0.65 \times 25} = 24.615 \rightarrow \rho = 0.00528$$

$$A_{st} = \rho A_g = 0.00528 \times 450^2 = 1069.45 \text{ mm}^2$$

$$\text{use } 8\Phi 14 \quad A_s = 1231.50 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{1231.50}{450^2} = 0.0061$$

طبق مبحث نهم باید فاصله محور تا محور میلگردها از ۲۰۰ میلیمتر کمتر باشد. طبق ابعاد ستون‌ها مشاهده می‌شود این بند رعایت شده است.

گام پنجم: کنترل به روش برسلر

$$1. \text{ تعیین } N_{rx}$$

$$\frac{e_x}{x} = \frac{106.28}{450} = 0.24$$

$$m\rho = 24.615 \times 0.0061 = 0.150$$

با توجه به نمودارهای اندرکنش:

$$\gamma = 0.80 \rightarrow \frac{N_{rx}}{\phi_c f_c b h} = 0.52 \rightarrow N_{rx} = 1711.13 \text{ kN}$$

2. تعیین N_{ry}

$$\frac{e_y}{y} = \frac{264.72}{450} = 0.59$$

$$m\rho = 24.615 \times 0.0061 = 0.150$$

با توجه به نمودارهای اندرکنش:

$$\gamma = 0.80 \rightarrow \frac{N_{ry}}{\phi_c f_c b h} = 0.20 \rightarrow N_{ry} = 658.125 \text{ kN}$$

3. تعیین N_{r0}

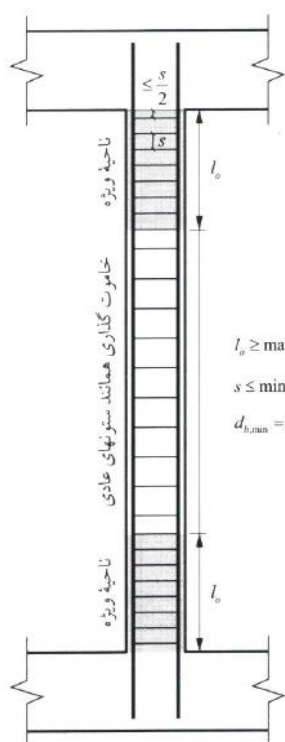
$$\begin{aligned} N_{r0} &= 0.80(0.85\phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y) \\ &= 0.80 \left((0.85 \times 0.65 \times 25 \times (450^2 - 1231.50)) + (0.85 \times 400) \right) \times 10^{-3} = 2224.29 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. تعیین N_r

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{N_{rx}} + \frac{1}{N_{ry}} - \frac{1}{N_{r0}} = \frac{1}{1711.13} + \frac{1}{658.125} - \frac{1}{2224.29} \rightarrow N_r = 604.49 \text{ kN} > N_u = 420.40 \text{ kN}$$

گام ششم: طراحی تنگ

در دو انتهای ستونها به طول l_0 باید آرماتورهای عرضی برای تحمل نیروی برشی طبق ضوابطی که در شکل آمده است، قرار بگیرند.



$$l_0 \geq \max\left(\frac{l_n}{6}, 45 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{320}{6}, 45, 45\right) = 60 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ mm}$$

$$s \leq \min\left(8d, 24d_s, \frac{\text{بعد کوچکتر}}{2}, 25 \text{ cm}\right)$$

$$= \min\left((8 \times 1.4), (24 \times 1), \left(\frac{45}{2}\right), 25 \text{ cm}\right)$$

$$= 10.00 \text{ cm}$$

طبق مبحث نهم در قسمتهایی از طول ستون که شامل طول l_0 نمی شود، 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 بین تنگها باید از مقادیر زیر کوچکتر باشد:

۱۶ برابر قطر آرماتور طولی، ۴۸ برابر قطر تنگ، کوچکترین بعد ستون، ۳۰۰ میلیمتر

$$d = \frac{14}{3} = 4.67 \text{ mm} \rightarrow \text{use } d = 10 \text{ mm}$$

$$s = \min((16 \times 14), (48 \times 10), 450, 300) = 200 \text{ mm}$$

پس برای آرماتورگذاری ستونها در ناحیه عادی از میلگردهای نمره ۱۰ با فاصله ۲۰۰ میلیمتر و در ناحیه ویژه از میلگردهای نمره ۱۰ به فاصله ۱۰۰ میلیمتر استفاده می کنیم.

طراحی سقف تیرچه بلوک

دهانه AB-12 در طبقه چهارم

1- انتخاب اولیه سقف (جدول ۹-۱۷-۲)

$$h_{min} = \frac{L}{28} = \frac{5750}{28} \approx 205.36 \text{ mm}$$

$$\text{ضخامت دال} = 50 \text{ mm}$$

$$h_{\text{انتخابی}} = 250 + 50 = 250 \text{ mm}$$

2- کنترل ضخامت لایه بتن روی بلوکها

$$DL = 321.50 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2}, \quad LL = 600.00 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2}$$

$$W_U = 1.25W_D + 1.50W_L = 1.25(321.50) + 1.50(600.00) = 1301.875 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} = 12.77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$M_U = \frac{W_U L^2}{12} = \frac{12.77 \times 0.40^2}{12} = 0.17 \frac{\text{kN.m}}{\text{m}}$$

فاصله خالص تیرچه ها $L =$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1000 \times 50^2}{6} = 0.41\bar{6} \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$F_{ct} = \frac{M_U}{S} = \frac{0.17 \times 10^6}{0.41\bar{6} \times 10^6} = 0.408 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$0.6\phi_c \sqrt{f_c} = 0.6 \times 0.65 \times \sqrt{25} = 1.95$$

$$F_{ct} < 0.6\phi_c \sqrt{f_c} \Rightarrow 0.408 < 1.95 \quad OK$$

3- طراحی تیرچه ها

$$\text{عرض بارگیر تیرچه} = \text{عرض بلوک سمت چپ} + \frac{\text{عرض بلوک سمت راست}}{2} + \frac{\text{عرض بلوک سمت چپ}}{2} = 10 + 20 + 20 = 50 \text{ cm} = 0.50 \text{ m}$$

$$q_U = 0.50W_U = 0.50 \times 12.77 = 6.385 \frac{kN}{m}$$

$$M_U^- = \frac{1}{11} \times q_U \times L_n^2 = \frac{1}{11} \times 6.385 \times 5.55^2 = 17.88 \text{ kN.m}$$

$$d = 300 - 30 = 270 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ اولیه}} = \frac{M_u}{\phi_s f_y (0.85d)} = \frac{17.88 \times 10^6}{0.85 \times 400 \times (0.85 \times 270)} = 229.14 \text{ mm}^2$$

لنگر منفی

$$a = \frac{A_s \phi_s f_y}{\alpha_1 \phi_c f_c b_w} = \frac{229.14 \times 0.85 \times 400}{0.8125 \times 0.65 \times 25 \times 100} = 59.01 \text{ mm}$$

$$A_s^- = \frac{M_u}{\phi_s f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{17.88 \times 10^6}{0.85 \times 400 \times (270 - \frac{59.01}{2})} = 218.67 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{use } 1\phi_{18} = 254.47 \text{ mm}^2$$

$$M_U^+ = \frac{1}{16} \times q_U \times L_n^2 = \frac{1}{16} \times 6.385 \times 5.55^2 = 12.29 \text{ kN.m}$$

لنگر مثبت

$$A_{s \text{ اولیه}} = \frac{M_u}{\phi_s f_y (0.85d)} = \frac{12.29 \times 10^6}{0.85 \times 400 \times (0.85 \times 270)} = 157.50 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \phi_s f_y}{\alpha_1 \phi_c f_c b_w} = \frac{157.50 \times 0.85 \times 400}{0.8125 \times 0.65 \times 25 \times 100} = 40.56 \text{ mm}$$

$$A_s^+ = \frac{M_u}{\phi_s f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{12.29 \times 10^6}{0.85 \times 400 \times (270 - \frac{40.56}{2})} = 144.75 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{use } 2\phi_{10} = 157.08 \text{ mm}^2$$

4- کنترل برش

مقدار نیروی برشی به فاصله d از بر تکیه گاه را بدست می آوریم:

$$\frac{17.72}{2.775} = \frac{V_u}{2.775 - 0.270} \Rightarrow V_u = 16.00 \text{ kN}$$

به دلیل وجود خرپای فولادی که اعضای قطری آنها کمی در مقابل برش مقاومت می کنند، نیروی برشی بتن را می توان ۱۰ درصد بیشتر از معمول در نظر گرفت. (بخش ۹-۱۵-۴ سال ۱۳۸۸) اما در ویرایش سال ۱۳۹۲ این مطلب را نیاورده است.

$$V_c = v_c b_w d = (0.2 \phi_c \sqrt{f_c}) b_w d = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times 100 \times 270 \times 10^{-3} = 17.55 \text{ kN}$$

$$V_c > V_u \Rightarrow 17.55 > 16.00 \quad Ok$$

5- آرماتورهای حرارتی (۹-۱۸-۴)

$$\rho_{min} = \frac{0.16 \sqrt{f_{cd}}}{f_{yd}} = \frac{0.16 \sqrt{0.65 \times 25}}{0.85 \times 400} = 0.0019$$

$$A_s = \rho b d = 0.0019 \times 1000 \times 50 = 95.00 \frac{mm^2}{m} \Rightarrow use \phi_{10} @ 300 \text{ mm}$$

6- کنترل روابط آیین نامه (۹-۱۴-۶)

- عرض تیرچه ها نباید کمتر از ۱۰۰ میلیمتر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از سه و نیم برابر حداقل عرض آنها باشد.

$$b_w = 100, h < 3.5 b_w \Rightarrow 200 < 350 \quad Ok$$

- فاصله آزاد بین تیرچه ها نباید از ۷۵۰ میلیمتر بیشتر باشد.

$$500 < 750 \quad Ok$$

- ضخامت دال بتنی نباید از دو مقدار زیر کمتر باشد:

$$h_f > \max\left(50 \text{ mm}, \frac{s}{12}\right) \Rightarrow 50 > \max\left(50, \frac{500}{12}\right) \Rightarrow 50 > 50 \quad OK$$

طول گیرایی برای آرماتورهای طولی و برشی در سازه های بتنی

مقدمه

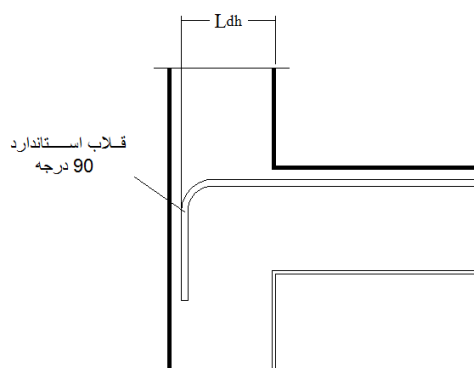
یکی از محاسبات دیگری که باید انجام شود محاسبات مربوط به مهار آرماتورها می باشد. این محاسبات برای هر دو نوع سازه فولادی و بتنی لازم است، اما بعضا انجام نشده و به ارائه اطلاعات به صورت جداول آماده و یا فرمولهای ساده شده کفایت می شود. در اینجا قصد خواهیم داشت که به این مسئله بطور مفصل بپردازیم.

نکاتی در مورد مهار آرماتورها

1. برای مهار آرماتورها علاوه بر مهار مستقیم و مهار با استفاده از قلابهای استاندارد، استفاده از وسایل مکانیکی نیز مجاز می باشد که این مسئله چندان مرسوم نیست و به آنها نخواهیم پرداخت.
 2. برای قطره های متفاوت از آرماتورهایی که در سازه بکار رفته است برحسب اینکه این آرماتورها تحت فشار هستند یا کشش، اصلی هستند یا آرماتور تقسیم و خاموت، مهار مستقیم شده اند و یا مهار با استفاده از قلاب استاندارد، مقادیر طول مهاری لازم را محاسبه می کنیم. در مورد قلابهای استاندارد باید طول مهاری قبل و بعد از خم و همچنین حداقل قطر خم محاسبه شود.
 3. با توجه به اینکه نرم افزارهای ETABS و SAFE عمدتاً قطر آرماتورها را ارائه نمی دهند و این قطر باید توسط کاربر براساس نتایج نرم افزار تعیین شود، قبل از محاسبات مهار و وصله باید تمامی قطره های آرماتورهایی که در قسمتهای مختلف سازه مورد استفاده قرار گرفته است، تعیین شده و محاسبات به صورت کلی برای این آرماتورها متفاوت انجام شود. با توجه به اینکه این محاسبات معمولاً غیروابسته به نتایج و جزئیات سازه است، می توان محاسبات را یک بار برای قطره های مختلف آرماتور انجام داده و به صورت آماده از این نتایج در سازه های مختلف استفاده نمود. برای مواردی که محاسبات به شرایط خاص سازه وابسته است (همانند فاصله آرماتورها از هم، مقدار پوشش بتن روی آرماتور، نوع اندود آرماتور، مقدار بتن تازه در زیر آرماتورهای افقی، مقدار اضافه آرماتور نسبت به محاسبات که اینها همگی در محاسبه طول مهاری تأثیرگذارند) یا باید برای حالات مختلف یا لاقل آن حالاتی که احتمال وقوع بیشتری دارند محاسبات را انجام داد و یا اینکه در جهت ایمنی عمل کرده و در هر حالت وضعیت بحرانی تر را فرض کرده و به تمام حالات تعمیم دهیم.
 4. باید توجه نمود که روشهای ارائه شده برای محاسبات مهار و وصله در مبحث نهم و آیین نامه آبا تفاوت های قابل ملاحظه ای با هم دارند. مراجعی که در حال حاضر وجود دارند بیشتر براساس آیین نامه آبا می باشند و به ضوابط مبحث نهم در آنها اشاره ای نشده است. ما در ادامه براساس روابط مبحث نهم محاسبات مربوط به مهار آرماتورها را انجام خواهیم داد.
 5. در مورد آرماتورهای اصلی که امکان مهار مستقیم وجود ندارد و همچنین آرماتورهای عرضی (خاموت، قلاب و ...) باید از قلابهای استاندارد استفاده کنیم. ضوابط این قلابها در بند ۱۹-۲-۱۸ و ۱۹-۲-۱۸-۳ مبحث نهم ذکر شده است. همانطور که اشاره شد این قلابها شامل سه بخش است:
- طول مستقیم قبل از شروع خم
 - خم
 - طول مستقیم بعد از خم

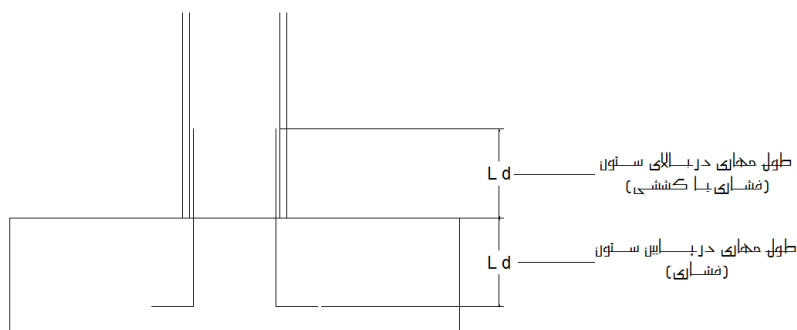
هریک از موارد بالا باید به شرح زیر محاسبه شوند:

- طول مستقیم قبل از خم باید طبق ضابطه بند ۱۹-۱۸-۲-۷ مبحث نهم و بطور خاص طبق رابطه ۱۹-۱۸-۸ محاسبه شود.
- تعیین قطر خم برحسب قطر آرماتور از بند ۱۹-۱۸-۲-۳ و بطور خاص از جدول ۹-۱۸-۱ مبحث نهم قابل استخراج است.
- تعیین طول مستقیم بعد از خم براساس ضابطه بند ۱۹-۱۸-۲-۲ و برحسب نوع خم و نوع آرماتور انجام می‌شود.
- 6. عمده قسمت‌هایی که باید براساس مهار به صورت قلاب کنترل شوند به شرح زیر می‌باشند:
- اتصال آرماتورهای طولی تیرها به ستون در دهانه انتهایی. در این قسمت شروع مهار باید از لبه ستون به سمت داخل ستون باشد.



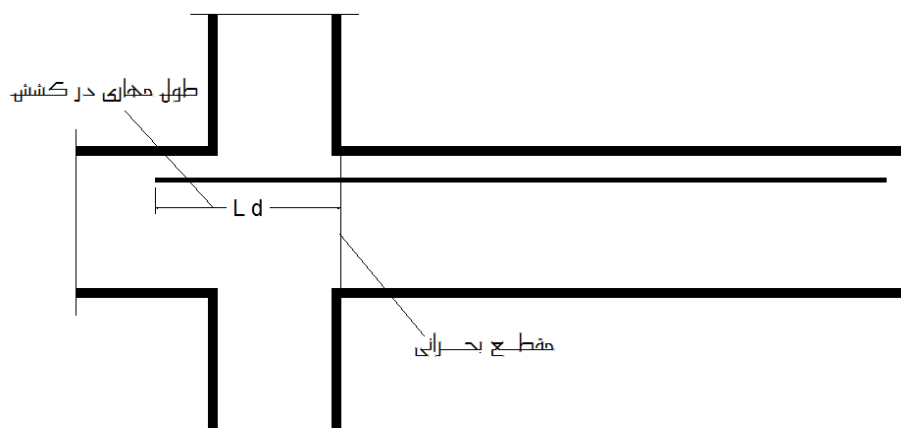
اتصال آرماتور طولی تیر به ستون در دهانه انتهایی

- کلیه آرماتورهای عرضی که به شکلهای مختلف در سازه استفاده می‌شوند (در تیرها، ستونها و پی‌ها). در مورد این آرماتورها با توجه به اینکه نیروی قابل ملاحظه‌ای در آنها وجود ندارد تنها کنترل قطر خم و طول بعد از خم کفایت می‌کند و نیازی به کنترل طول مهار قبل از خم نمی‌باشد.
- آرماتورهای طولی پی در انتهای پی. شروع مهار در این آرماتورها از لبه داخلی ستون انتهایی و یا نقطه لنگر حداکثر (اگر این نقطه در لبه ستون واقع نشده باشد) می‌تواند محاسبه شود.
- آرماتورهای انتظار در داخل پی برای دیوارها و ستونهای بتنی به شرط آنکه آرماتورهای ستون بتنی تحت کشش باشند. در این حالت شروع مهار از تراز روی پی خواهد بود (بطور معمول در جهت اطمینان این آرماتورها، براساس طول مهار مستقیم آرماتورهای فشاری محاسبه می‌شوند که در حالت قلابهای زیاد کاربرد ندارند).



طول مهاری در آرماتورهای انتظار ستونهای بتنی در پی

7. محاسبه طول مستقیم آرماتورهای کششی براساس بند ۹-۱۸-۲-۴ مبحث نهم انجام می‌پذیرد. عمده آرماتورهایی که به این شکل مهار می‌شوند شامل آرماتورهای تقویتی تیرها و ستونها در قسمتهای میانی آنها می‌باشد. شروع قسمت مهار از جایی است که عضو تحت خمش حداکثر قرار می‌گیرد. خمش حداکثر عمدتاً برای آرماتورهای تقویتی در موقعیت میانی دهانه‌ها، در همان وسط دهانه و برای آرماتورهایی که انتهای دهانه‌ها قرار داده می‌شوند، در لبه ستون خواهد بود.



طول مهاری مستقیم برای آرماتورهای تحت کشش

8. محاسبه طول مهار مستقیم برای آرماتورهای فشاری باید براساس بند ۱۹-۱۸-۲-۵ انجام شود. عمده‌ترین کاربرد این نوع مهار برای اتصال آرماتورهای طولی دیوار و ستون به پی است. این طول از سطح روی پی و به سمت داخل پی باید محاسبه شود. فاصله روی شبکه آرماتورهای زیر پی تا روی پی باید به اندازه‌ای باشد که این طول مهاری تأمین شود.

9. برای گروه آرماتورها در محاسبه طول مهاری باید ضابطه بند ۱۹-۱۸-۲-۶ رعایت شود. گروههای آرماتورهای دوتایی نیازی به محاسبات اضافه ندارد و این محاسبه برای گروه آرماتورهای سه تایی و چهارتایی لازم است. گروه آرماتورهای سه تایی بطور عمده در پی‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند.

در ادامه به محاسبات طول مهاری در هر سه حالت فشار، کشش و قلاب‌ها خواهیم پرداخت.

ابتدا باید یک سری اطلاعات سازه را مجدداً یادآوری نماییم. برخی از این اطلاعات قبلاً عنوان شده است و برخی نیز به صورت فرضیات به صورت زیر می‌باشد:

1. آرماتورهای طولی مورد استفاده از نوع $AIII$ می‌باشد.
2. $f_c = 25 \text{ MPa}$ و $f_y = 400 \text{ MPa}$
3. سائز آرماتورهای مورد استفاده در کل سازه: 14,16,18,20,22
4. آرماتورها فاقد اندود اپوکسی می‌باشند.
5. در جهت اطمینان مقدار آرماتور بکار رفته را برابر مقدار آرماتور محاسباتی در نظر خواهیم گرفت.

طول مهاري در حالت استفاده از قلاب

در اين قسمت به محاسبات مربوط به خم‌ها خواهيم پرداخت. ابتدا چند نکته آيين نامه‌اي را عنوان خواهيم کرد.

نکته ۱. مطابق بند ۹-۱۸-۲-۱-۲ مبحث نهم، قلابها براي مهار آرماتورهاي فشاري مؤثر نيستند و فقط از قلابها براي آرماتورهاي کششي مجاز به استفاده خواهيم بود.

نکته ۲. همانطور که قبلا اشاره شد، براي قلابها احتياج به سه نوع محاسبات جداگانه خواهد بود که به شرح زير مي‌باشند:

- طول مستقيم قبل از شروع خم
- خم
- طول مستقيم بعد از خم

طول مستقيم قبل از شروع خم

رابطه محاسبه اين طول در بند ۹-۱۸-۲-۷-۱ مبحث نهم و رابطه (۹-۱۸-۵) ارائه شده است. اين رابطه به شرح زير مي‌باشد:

$$L_{dh} = \left[0.25 K_1 K_2 \beta \lambda \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \right] d_b \geq 150 \text{ mm or } 8d_b$$

پارامترهاي اين رابطه در بند ۹-۱۸-۲-۷-۱ مبحث نهم عنوان شده است.

با توجه به فرضيات و اطلاعات پروژه، ضرايب موردنياز در رابطه اخير عبارتند از:

$$K_1 = 1.0 \quad , \quad K_2 = 1.0 \quad , \quad \lambda = 1.0 \quad , \quad \beta = 1.0$$

تنها عبارت متغير در رابطه بالا قطر آرماتورها (d_b) مي‌باشد که بايد براي هر سايز بطور جداگانه محاسبه شود. از جدول همانند جدول زير براي تمامي سايزها استفاده خواهيم کرد.

سايز آرماتور	$L_{dh} \text{ (mm)}$
$\Phi 14$	280
$\Phi 16$	320
$\Phi 18$	360
$\Phi 20$	400
$\Phi 22$	440

حداقل قطر خم

مطابق بند ۹-۱۸-۲-۳ مبحث نهم:

الف) قطر داخلی خم‌ها به جز برای خاموت‌های با قطر کمتر از ۱۶ میلیمتر نباید از مقادیر جدول زیر کمتر اختیار شود.

حداقل قطر خم	قطر میلگرد
$6d_b$	کمتر از ۲۸ میلیمتر
$8d_b$	۲۸ تا ۳۴ میلیمتر
$10d_b$	۳۴ تا ۵۵ میلیمتر

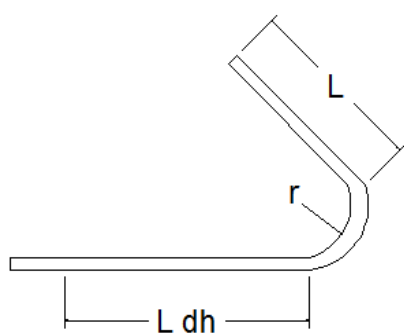
ب) قطر داخلی خم‌ها برای خاموتهای با قطر کمتر از ۱۶ میلیمتر نباید کمتر از $4d_b$ اختیار شود.

با توجه به بند الف) و ب)، مقادیر حداقل قطر خم را برای تمامی آرماتورها همانند جدول زیر محاسبه می‌کنیم.

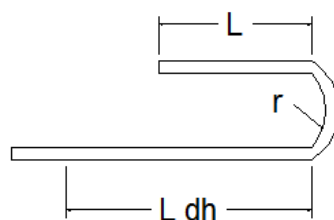
سایز آرماتور	D (mm)	r (mm)
$\Phi 14$	56	28
$\Phi 16$	96	48
$\Phi 18$	108	54
$\Phi 20$	120	60
$\Phi 22$	132	66

طول مستقیم بعد از خم

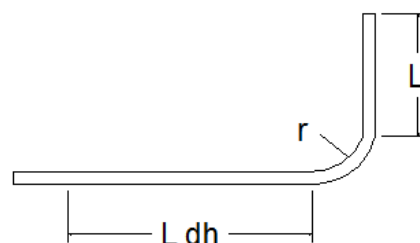
نحوه محاسبه طول مهاري بعد از خم، در بند ۹-۱۸-۲-۳ مبحث نهم به آن پرداخته شده است. در این بند بطور کلی از سه نوع خم نام برده شده و همچنین از لحاظ نوع عملکرد، آرماتورها نیز به دو دسته اصلی حذف و خاموتها تقسیم‌بندی شده‌اند. شکل زیر انواع شکل قلابها را نمایش می‌دهد.



قلاب ۱۳۵ درجه



قلاب ۱۸۰ درجه



قلاب ۹۰ درجه

قلابها در آرماتورها

با توجه به تنوع آرماتورها، برای محاسبه طول بعد از خم نیز همانند طول قبل از خم و حداقل قطر خم، جدولی همانند جدول زیر تنظیم می‌کنیم.

سایز آرماتور	نوع کاربرد آرماتورها					
	آرماتورهای اصلی			آرماتورهای تقسیم و خاموتها		
	نوع قلاب	مقدار مجاز	$l \text{ (mm)}$	نوع قلاب	مقدار مجاز	$l \text{ (mm)}$
$\Phi 14$	90	$12d_b$	170			
$\Phi 16$	90	$12d_b$	200	---	---	---
$\Phi 18$	90	$12d_b$	220	---	---	---
$\Phi 20$	90	$12d_b$	240	---	---	---
$\Phi 22$	90	$12d_b$	270	---	---	---

طول گیرایی میلگردهای کششی

برای محاسبه طول مهاري میلگردهای کششی از بند ۹-۱۸-۲-۴-۱ مبحث نهم و بطور خاص از رابطه ۹-۱۸-۱ استفاده خواهیم کرد. این رابطه عبارت است از:

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

پارامترهای این رابطه در بند ۹-۱۸-۲-۴-۱ مبحث نهم عنوان شده است. در این رابطه با توجه به فرضیات و اطلاعات سازه می‌توان نوشت:

$$\frac{C + K_{tr}}{d_b} \leq 2.5, \quad \alpha\beta \leq 1.7$$

$$\begin{cases} \text{for : } d_b \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \gamma = 0.8 \\ \text{for : } d_b > 20 \text{ mm} \rightarrow \gamma = 1.0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rightarrow \lambda = 1.0 & \text{برای بتنهای معمولی} \\ \rightarrow \lambda = 1.3 & \text{برای بتنهای سبک} \end{cases}$$

با توجه به تنوع آرماتورها برای محاسبه طول مهاري در کشش، جدولی همانند جدول زیر تنظیم می‌کنیم. براساس رابطه بالا تنها پارامتر γ مجهول می‌باشد. مطابق آیین‌نامه، این پارامتر برای آرماتورهایی که قطر آنها کمتر یا مساوی ۲۰ میلیمتر است برابر ۰/۸ و برای سایر آرماتورها برابر ۱ در نظر گرفته می‌شوند. همچنین ضریب α به ضریب موقعیت آرماتور موسوم است. این ضریب چنانچه برای آرماتورهای افقی که حداقل ۳۰ سانتیمتر بتن تازه در زیر آنها در ناحیه طول گیرایی قرار می‌گیرد برابر ۱/۳ و برای سایر آرماتورها برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود. بهتر است که در جهت اطمینان این ضریب را برابر ۱-۳ در نظر بگیریم. با این شرایط داریم:

$$l_d = \left[\frac{400}{1.1\sqrt{25}} \times \frac{1.3 \times 1.0 \times \gamma \times 1.0}{1.0} \right] \times d_b \geq 300 \text{ mm}$$

سایز آرماتور	γ	$l_d \text{ (mm)}$
$\Phi 14$	0.80	1100
$\Phi 16$	0.80	1250
$\Phi 18$	0.80	1400
$\Phi 20$	0.80	1550
$\Phi 22$	1.00	2100

طول گیرایی میلگردهای فشاری

برای محاسبه طول مهاري آرماتورهای تحت فشار از بند ۹-۱۸-۲-۵-۱ مبحث نهم و روابط ۹-۱۸-۳ و ۹-۱۸-۴ هر کدام که نتیجه بیشتری ارائه دهند استفاده خواهیم کرد. این روابط عبارتند از:

$$l_{dc} = \max \left\{ \begin{array}{l} \left[0.25 \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \right] d_b \\ [0.04 f_y] d_b \end{array} \right. \rightarrow l_{dc} \geq 200 \text{ mm}$$

سایز آرماتور	$l_{dc} \text{ (mm)}$
$\Phi 14$	280
$\Phi 16$	320
$\Phi 18$	360
$\Phi 20$	400
$\Phi 22$	440

محاسبات مربوط به وصله‌ها

وصله آرماتورهای کششی به روش پوششی

برای محاسبه طول وصله پوششی در آرماتورهای تحت کشش باید از رابطه $1.3l_d$ استفاده کنیم. با توجه به تنوع آرماتورها جدولی همانند جدول زیر تنظیم می‌کنیم.

طول وصله (mm)	l_d (mm)	سایز آرماتور
1450	1100	$\Phi 14$
1650	1250	$\Phi 16$
1850	1400	$\Phi 18$
2050	1550	$\Phi 20$
2750	2100	$\Phi 22$

وصله آرماتورهای کششی به روش پوششی

برای محاسبه وصله آرماتورهای فشاری به روش پوششی باید از یکی از روابط زیر با توجه به اطلاعات سازه استفاده نماییم.

$$\begin{cases} \text{for : } S400 \rightarrow \text{طول وصله} = 0.07f_y d_b \\ \text{for : } S340 \rightarrow \text{طول وصله} = (0.13f_y - 24)d_b \end{cases} \geq 300 \text{ mm}$$

با توجه به استفاده از آرماتورهای فشاری $S400$ ، به روش پوششی باید از رابطه $0.07f_y d_b$ استفاده نماییم. با توجه به تنوع آرماتورها جدولی همانند جدول زیر تنظیم می‌کنیم.

طول وصله (mm)	سایز آرماتور
400	$\Phi 14$
450	$\Phi 16$
510	$\Phi 18$
560	$\Phi 20$
620	$\Phi 22$

بررسی ترک خوردگی دیوار برشی

پس از مدل‌سازی سازه و اعمال ضرایب ترک خوردگی به تیرها و ستون‌ها، باید بررسی شود که دیوار برشی در کدامین طبقه تحت ترکیبات بار پوش دچار ترک خوردگی می‌شود. در طبقاتی که دیوار دچار ترک خوردگی می‌شود از ضریب 0.35، و در طبقاتی که دیوار دچار ترک خوردگی نمی‌شود از ضریب 0.70 برای مؤلفه غشائی f_{22} دیوار استفاده می‌شود. برای ستونها در طبقاتی که دیوار دچار ترک خوردگی می‌شود باید از ضریب 0.35 و در طبقاتی که دیوار دچار ترک خوردگی نمی‌شود باید از ضریب 0.70 در مساحت مقطع عرضی و ممان اینرسی حول محور ۲ استفاده کرد.

تنشی که در آن بتن دچار ترک می‌شود را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$f_r = 0.60\lambda\sqrt{f_c} = 0.60 \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \sqrt{f_c} = 0.60 \times \frac{1.20}{1 + 50(0.0025)} \times \sqrt{25} = 3.20 \text{ MPa}$$

Shell Forces/Stresses

Load Case/Load Combination/Modal Case

☐ Case ☒ Combo ☐ Mode

Comb Push for Wall Absolute Max

Component Type

Shell Stresses Visible Face

Component

☐ S11 ☐ SMax ☐ S13

☒ S22 ☐ SMin ☐ S23

☐ S12 ☐ SVM ☐ SMaxV

Contour Appearance

Contour Option Display on Undeformed Shape

☐ Show Lines Line Width

☒ Show Fill Transparency 0.0

☐ Show Values

☐ Show Arrows

Contour Values

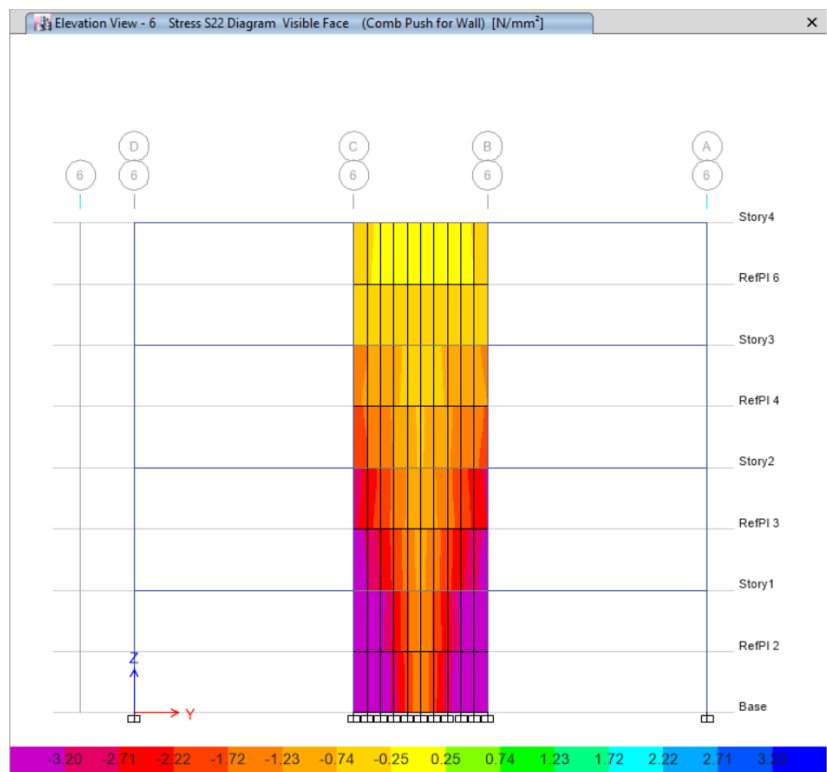
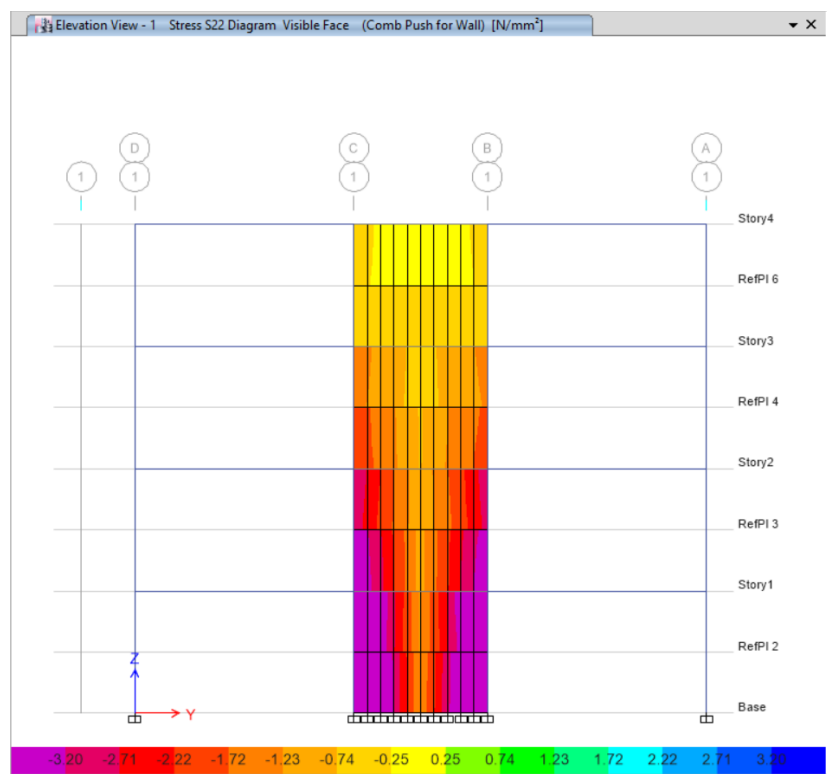
Min/Max Range -3.2 3.2 N/mm²

Contour Averaging at Nodes By Selected Groups Groups...

Scaling

☐ Automatic ☐ User Scale Factor

OK Close Apply



همانطور که مشاهده می‌شود، دیوارهای برشی در دو طبقه اول دچار ترک خوردگی شده‌اند.

شاخص پایداری

بر مبنای بند ۳-۶ آیین نامه ۲۸۰۰ ابتدا باید شاخص پایداری برای هر طبقه (θ_i) را بدست آورد و آن را با حداکثر مقدار مجاز ضریب پایداری (θ_{max}) مقایسه کرده و پس از آن بسته به شرایط در مورد اثر دادن یا ندادن $P - \Delta$ در محاسبات قضاوت نمود.

$$\theta_i = \left[\frac{P_u \Delta_{eu}}{V_u h} \right]_i, \quad \theta_{max} = \frac{0.65}{C_d} \leq 0.25$$

که در رابطه فوق P_{ui} مجموع بارهای مرده و زنده موجود در طبقه i ام تا n ام (طبقه آخر) که در حد مقاومت باشند (بارهای ضریبدار). این پارامتر را می توان به راحتی از اعمال ترکیب بار ثقلی به سازه و جمع نیروی محوری ستون ها در طبقات موردنظر محاسبه نمود. Δ_{eui} نیز تغییر مکان جانبی نسبی اولیه در طبقه i ام حاصل از تحلیل خطی بوده، و V_{ui} و h_i به ترتیب مجموع نیروی برشی وارد شده در طبقه i ام و ارتفاع طبقه i ام می باشند.

ابتدا برای بدست آوردن P_{ui} در هر طبقه با انتخاب ستون های آن طبقه می توان نیروی محوری ستون ها را از مسیر زیر بدست آورد:

Display -> Show Tables -> Tables -> Analysis -> Results -> Frame Results -> Column Forces

برای محاسبه V_{ui} می توان از مسیر زیر استفاده نمود:

Display -> Show Tables -> Tables -> Analysis -> Results -> Structure Results -> Story Forces

برای محاسبه Δ_{eui} نیز می توان از مسیر زیر استفاده نمود:

Display -> Show Tables -> Tables -> Analysis -> Results -> Displacements -> Diaphragm CoM Displacements

در ادامه بند مذکور آیین نامه اشاره دارد در صورتیکه شاخص پایداری طبقه از 0.10 کمتر باشد می توان از اثرات $P - \Delta$ صرف نظر کرد.

در نهایت جدولی همانند زیر تشکیل می دهیم:

Direction X	h_i (mm)	P_{ui} (tonf)	V_{ui} (tonf)	Δ_{eui}^x (mm)	θ_i^x
Story 4	3200	433.99	78.64	7.90	0.0136
Story 3	3200	939.23	149.27	11.90	0.0234
Story 2	3200	1570.59	206.57	11.60	0.0276
Story 1	3200	2183.78	235.65	8.10	0.0235

Direction Y	h_i (mm)	P_{ui} (tonf)	V_{ui} (tonf)	Δ_{eui}^y (mm)	θ_i^y
Story 4	3200	433.99	65.53	4.00	0.0083
Story 3	3200	939.23	124.39	5.00	0.0118
Story 2	3200	1570.59	172.14	3.30	0.0094
Story 1	3200	2183.78	196.37	1.60	0.0056

همانطور که مشاهده می‌شود، در هر دو جهت ضریب پایداری طبقات از مقدار 0.10 کمتر است، لذا می‌توان در ادامه از اثرات $P - \Delta$ صرف‌نظر کرد.

کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

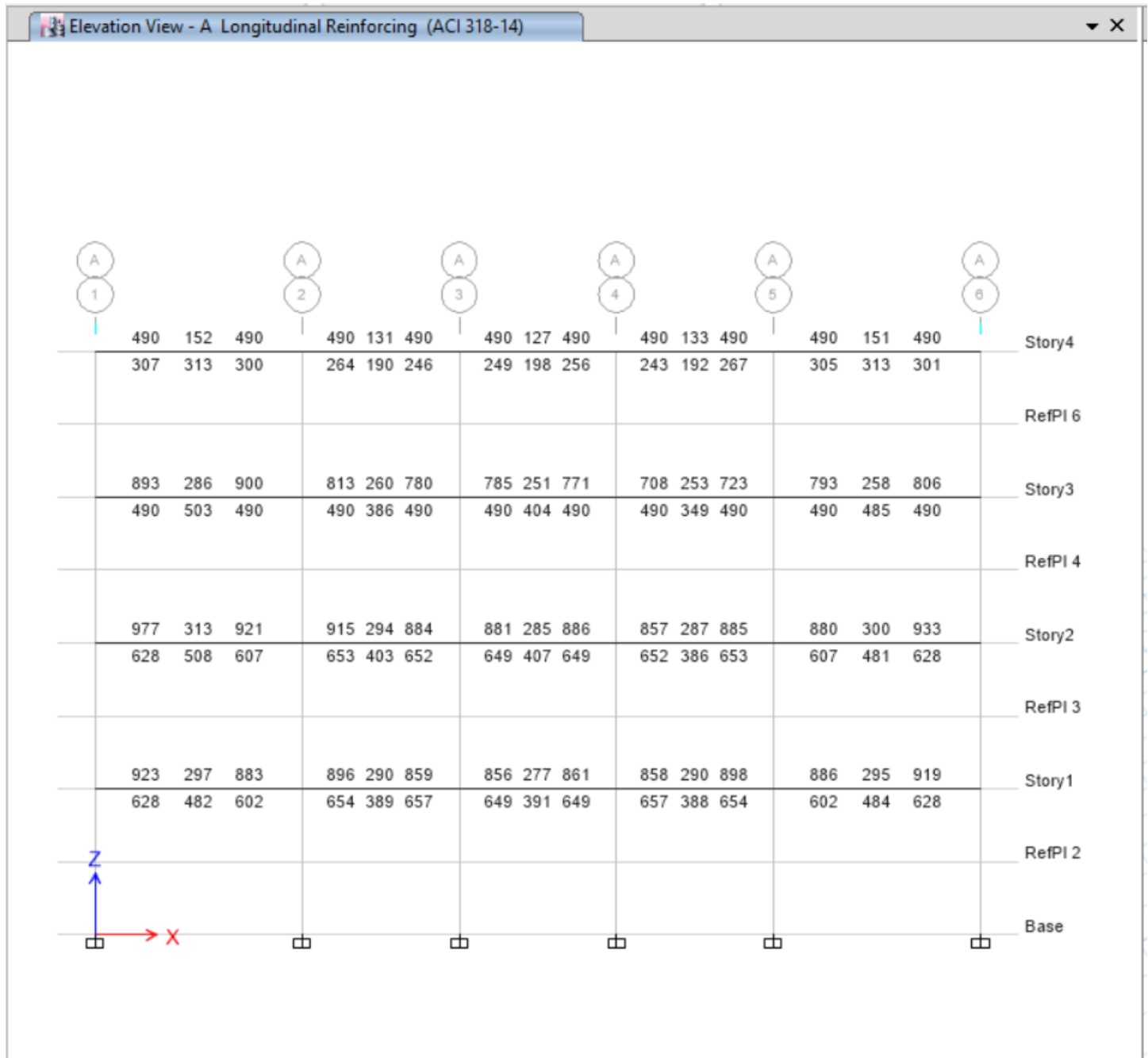
بر مبنای بند ۳-۵-۳ آیین‌نامه ۲۸۰۰ در هنگام کنترل دریافت در ساختمان‌های با اهمیت کم، متوسط و زیاد می‌توان ضرایب زلزله را براساس زمان تناوب تحلیلی بدست آورد، لذا در فایلی دیگر (فایل Drift.edb) پس از محاسبه دوباره B و ضرایب زلزله، این کنترل انجام می‌گیرد.

الگوی بار	زمان تناوب تحلیلی	محاسبه ضریب بازتاب خاک	محاسبه ضریب برش پایه	محاسبه ضریب ارتفاعی
EXDrift	0.792 sec	1.631	0.09786	1.146
EYDrift	0.474 sec	2.50	0.125	1.000

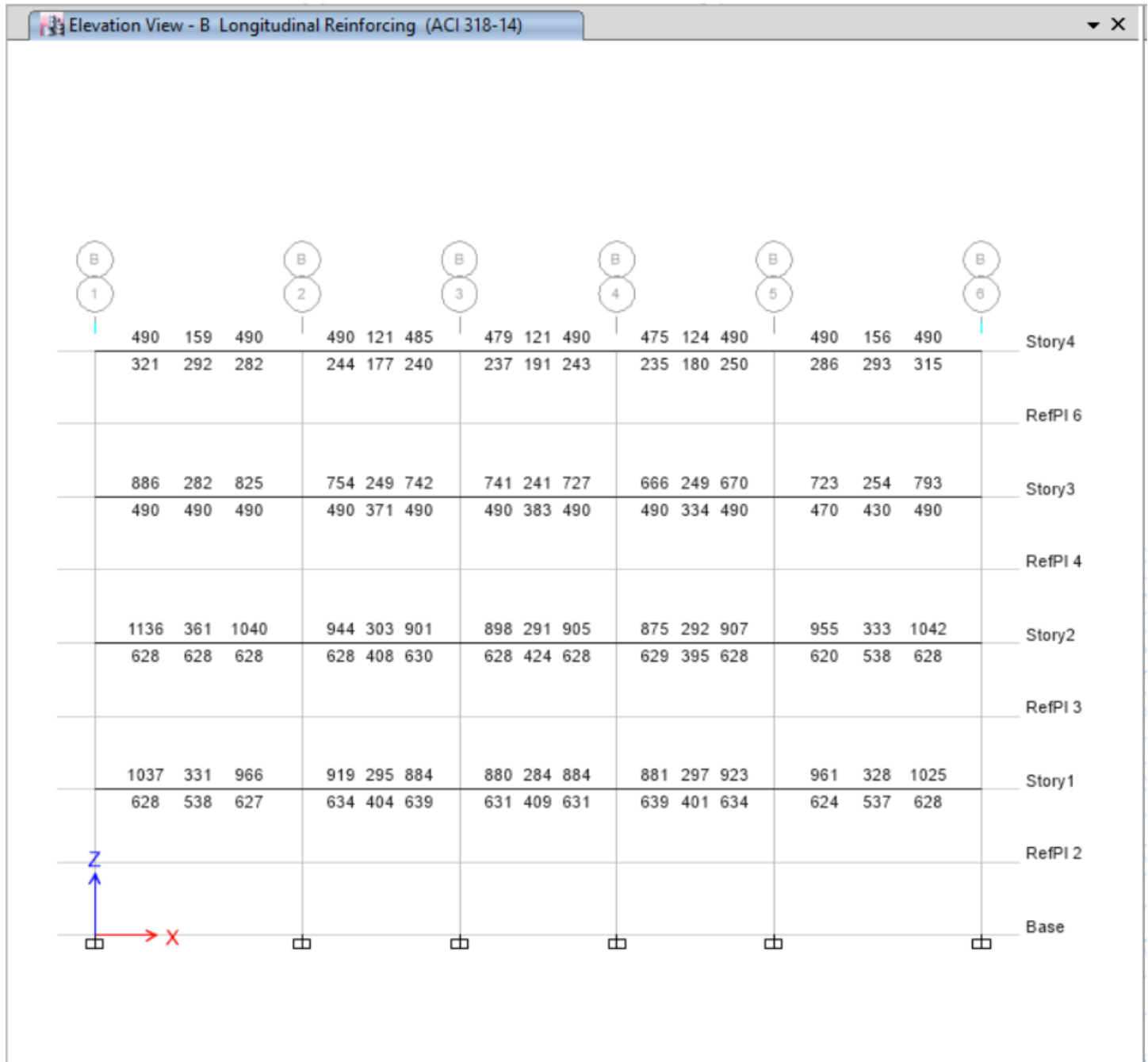
Direction X	u_i (mm)	Δ_{eui} (mm)	Δ_M (mm)	$0.025h$ (mm)	
Story 4	26.50	5.40	24.30	80.00	OK
Story 3	21.10	8.00	36.00	80.00	OK
Story 2	13.10	7.80	35.10	80.00	OK
Story 1	5.30	5.30	23.85	80.00	OK

Direction Y	u_i (mm)	Δ_{eui} (mm)	Δ_M (mm)	$0.025h$ (mm)	
Story 4	12.90	4.00	18.00	80.00	OK
Story 3	8.90	4.00	18.00	80.00	OK
Story 2	4.90	3.30	14.85	80.00	OK
Story 1	1.60	1.60	7.20	80.00	OK

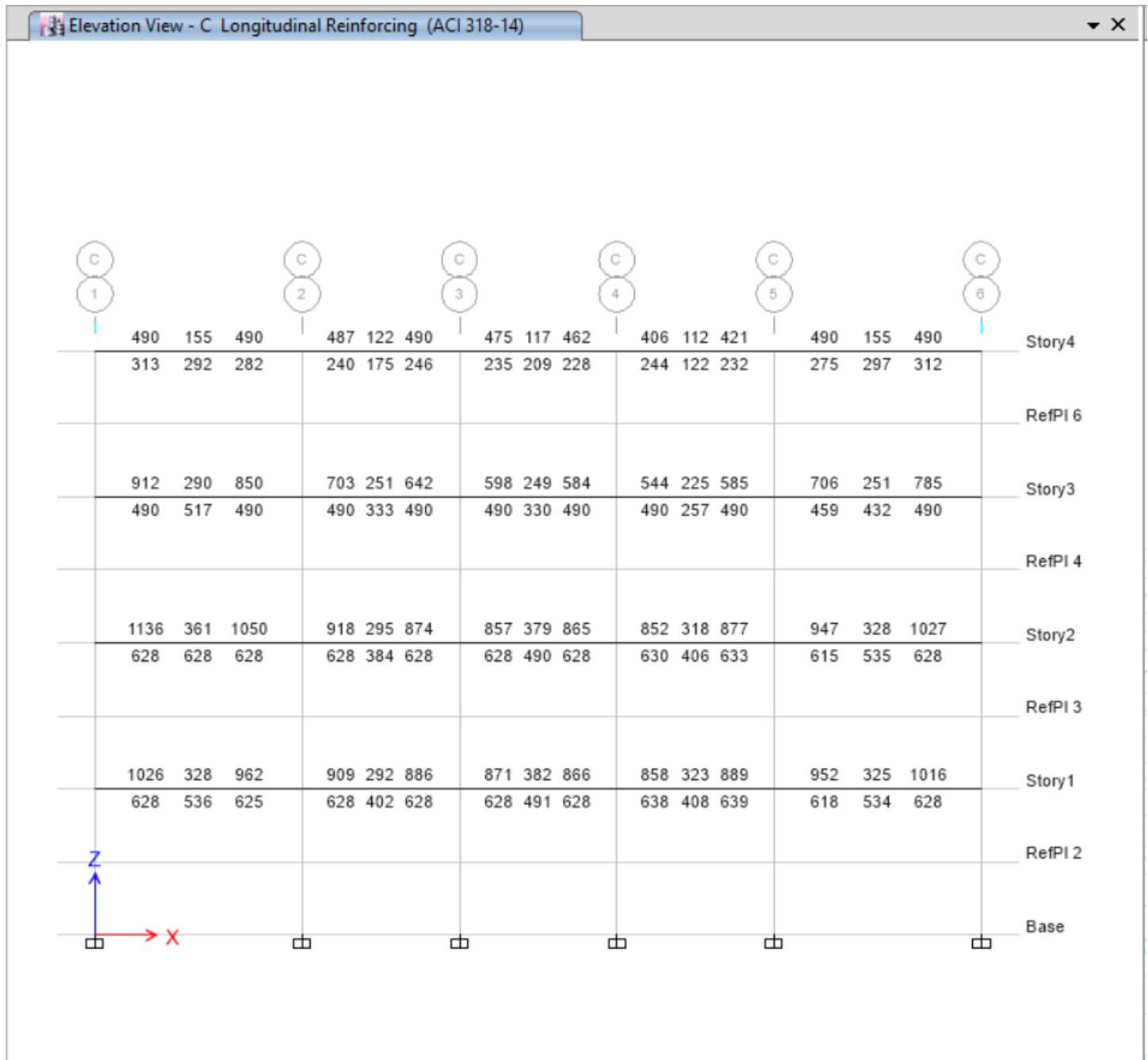
میلگردهای طولی طراحی شده تیرها در قاب A



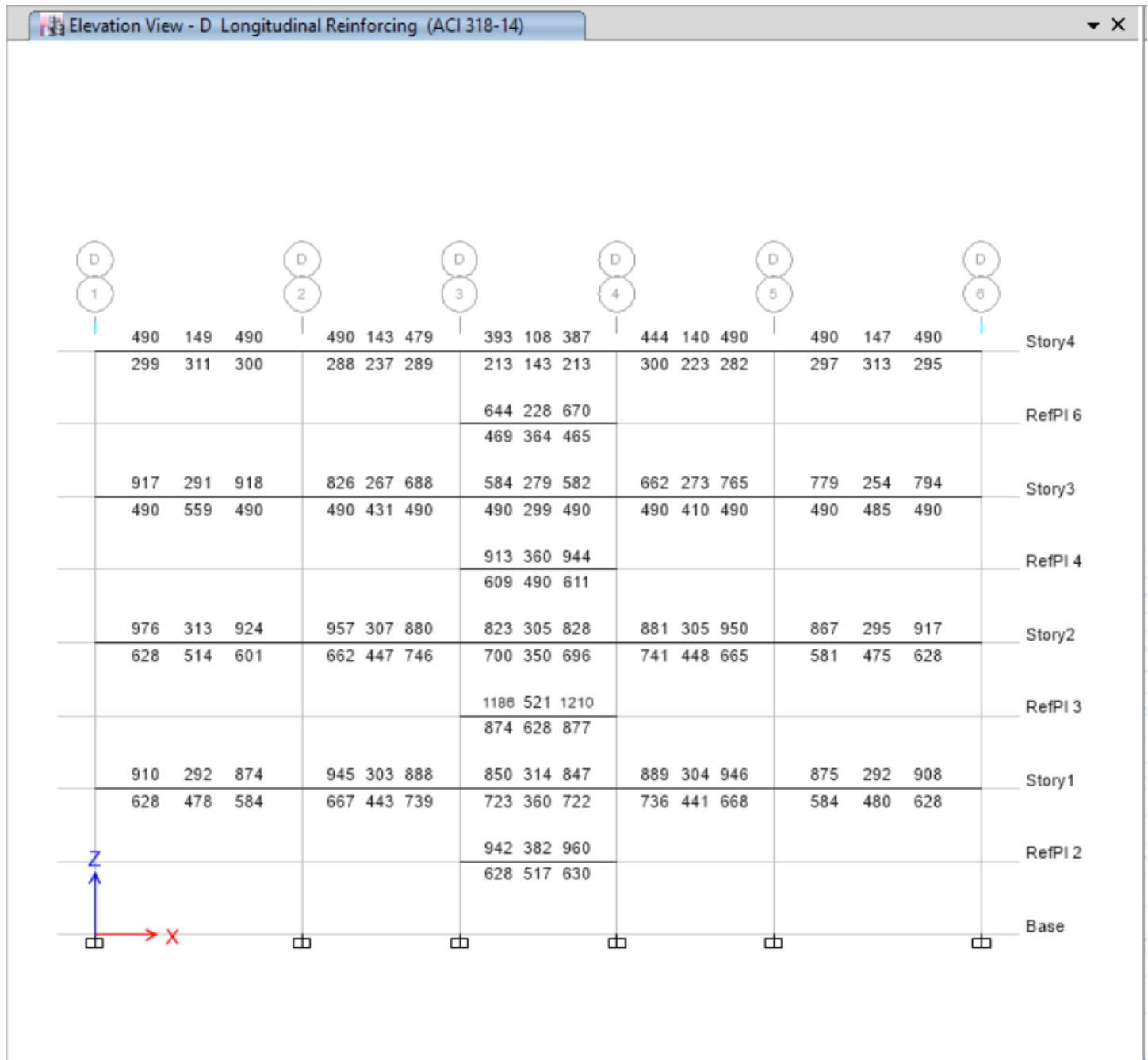
میلگردهای طولی طراحی شده تیرها در قاب B



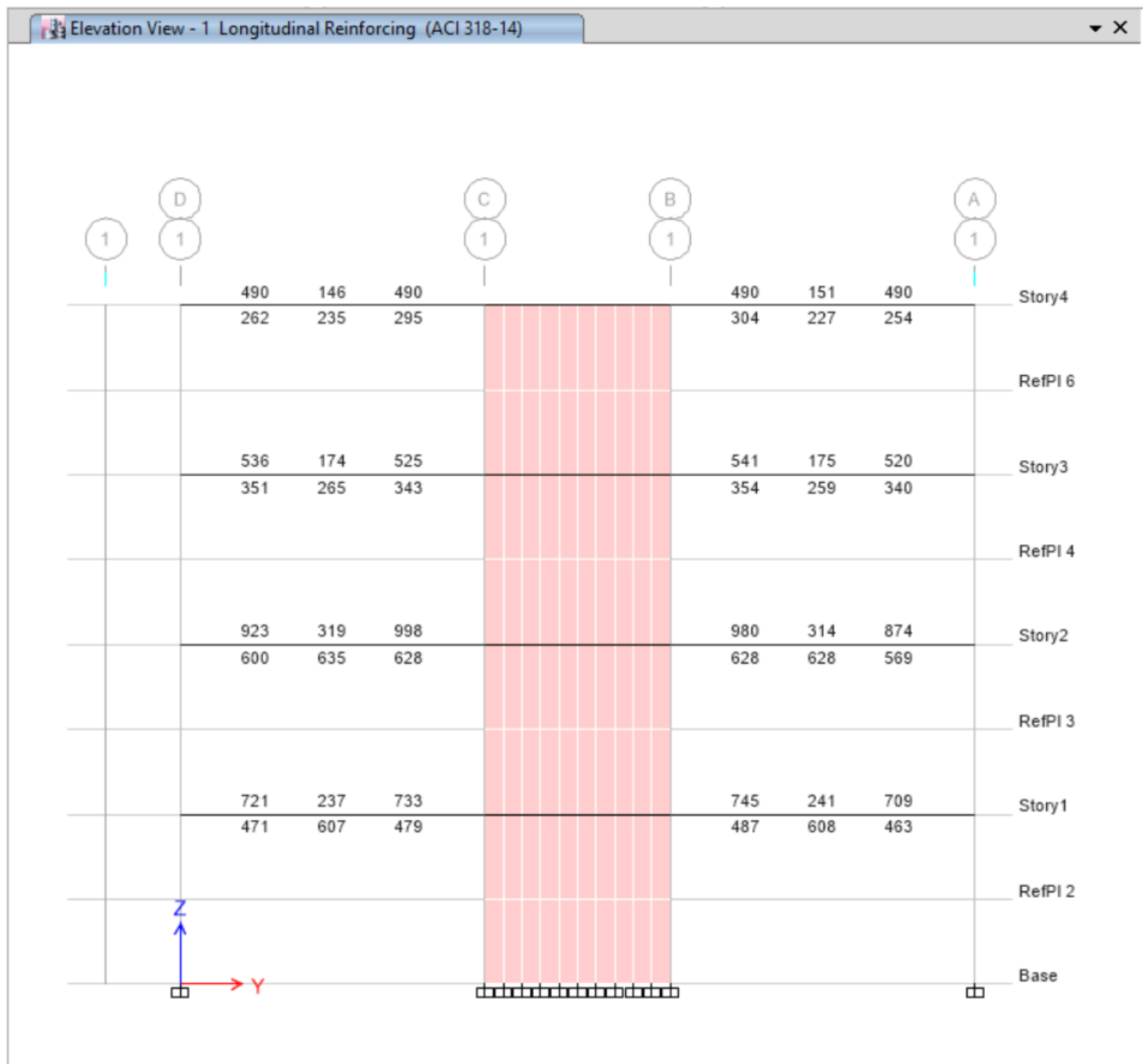
میلگردهای طولی طراحی شده تیرها در قاب C



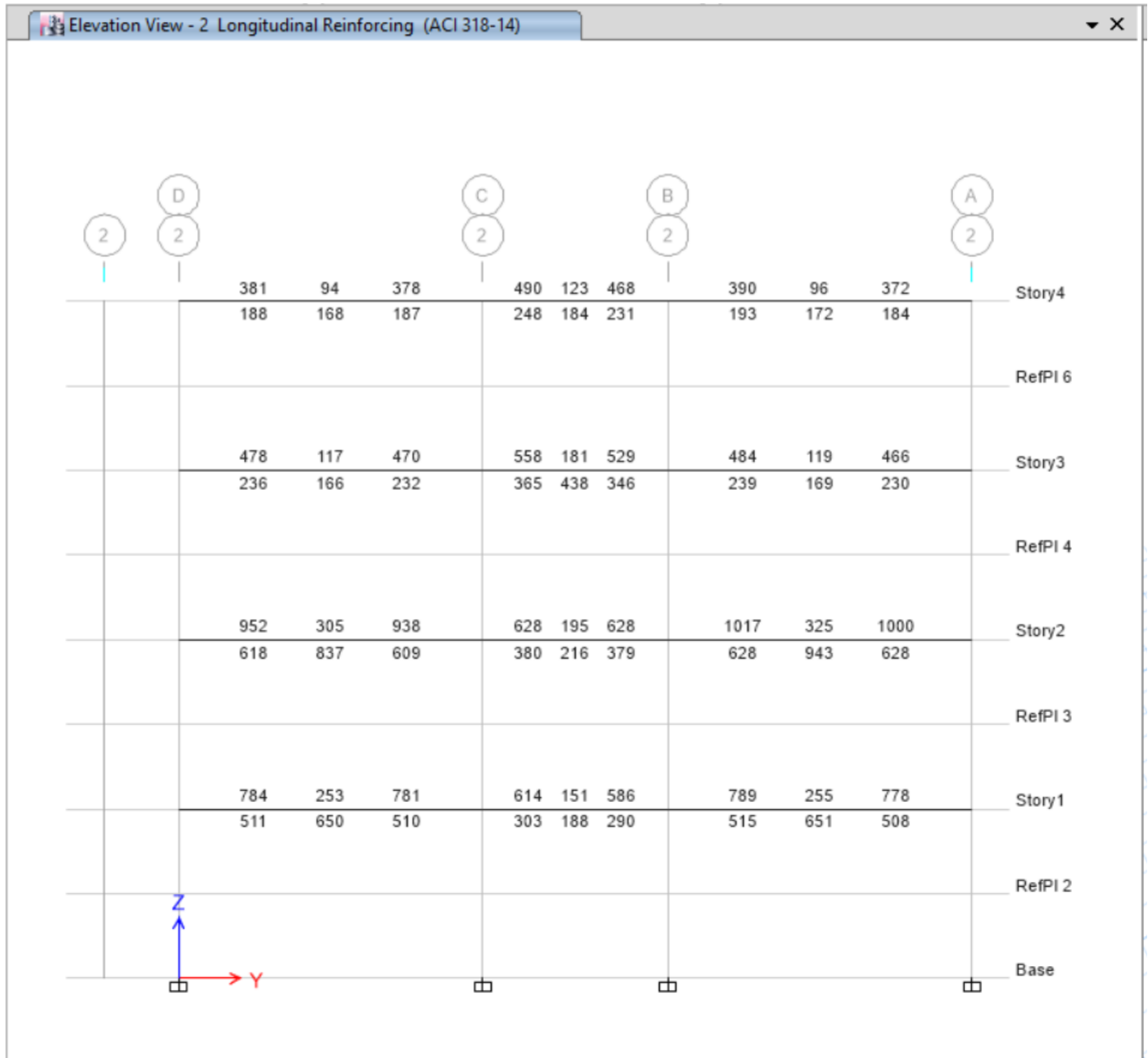
میلگردهای طولی طراحی شده تیرها در قاب D



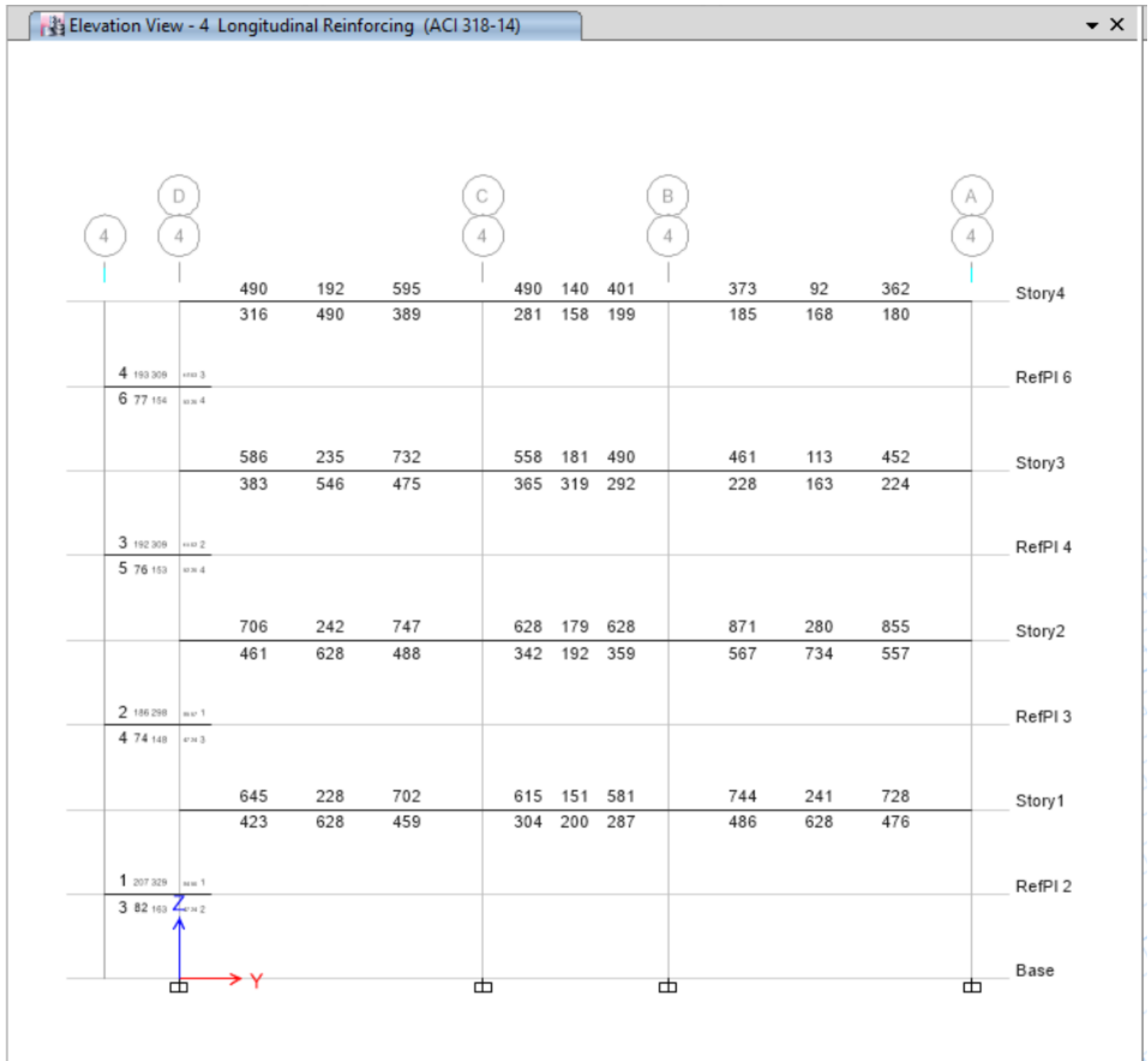
میلگردهای طولی طراحی شده تیرها در قاب ۱



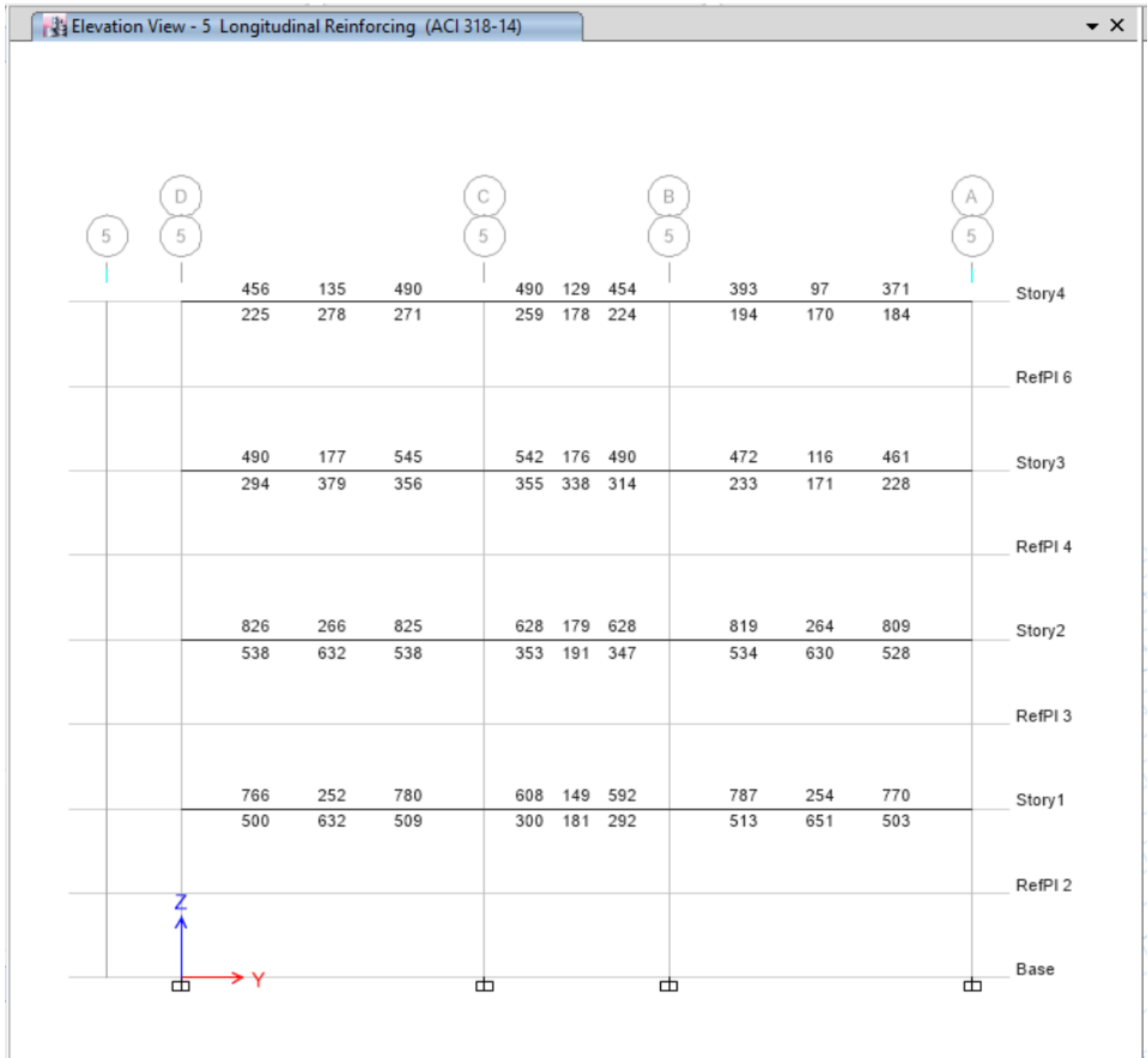
میلگردهای طولی طراحی شده تیرها در قاب ۲



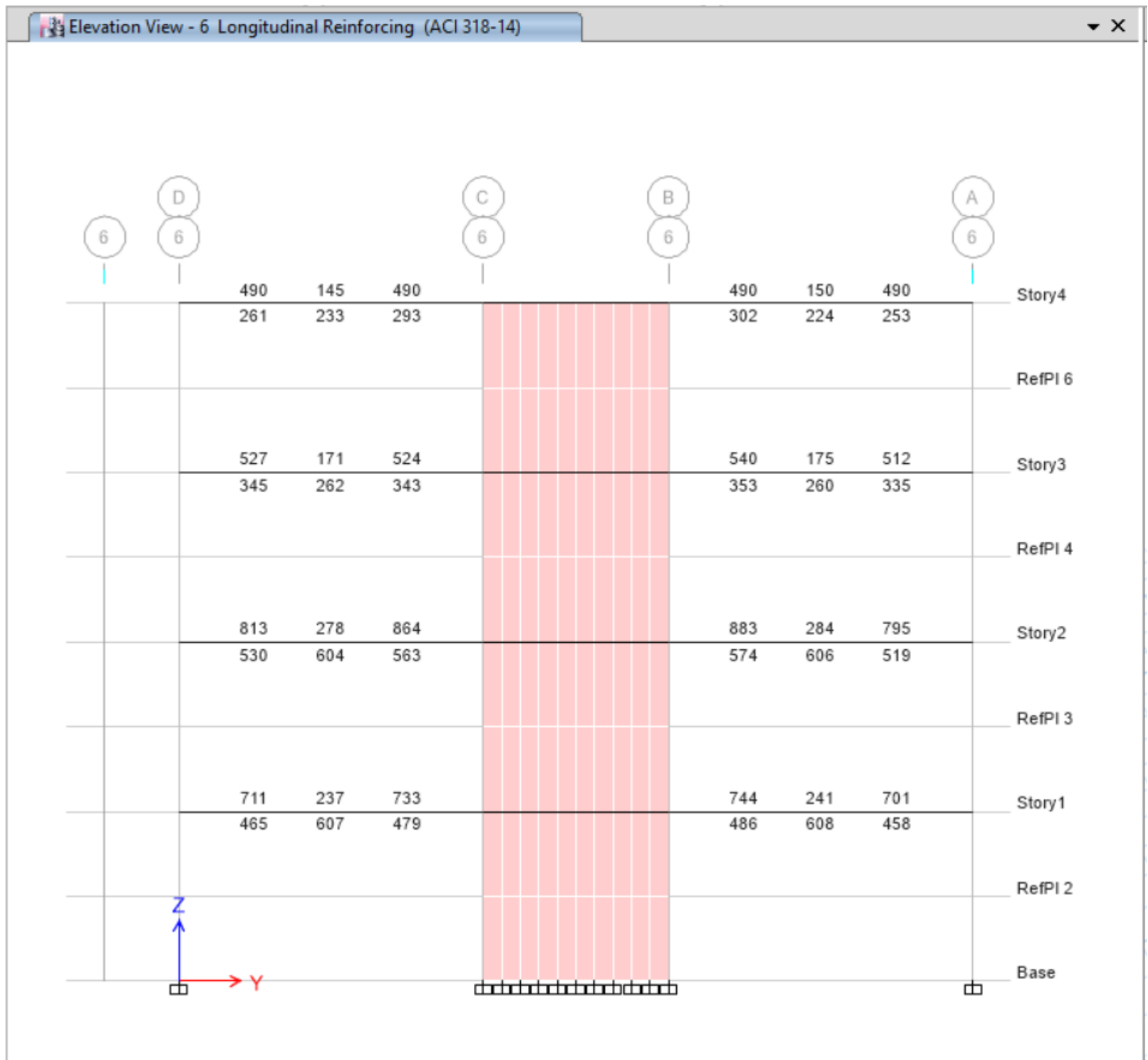
میلگردهای طولی طراحی شده تیرها در قاب ۴



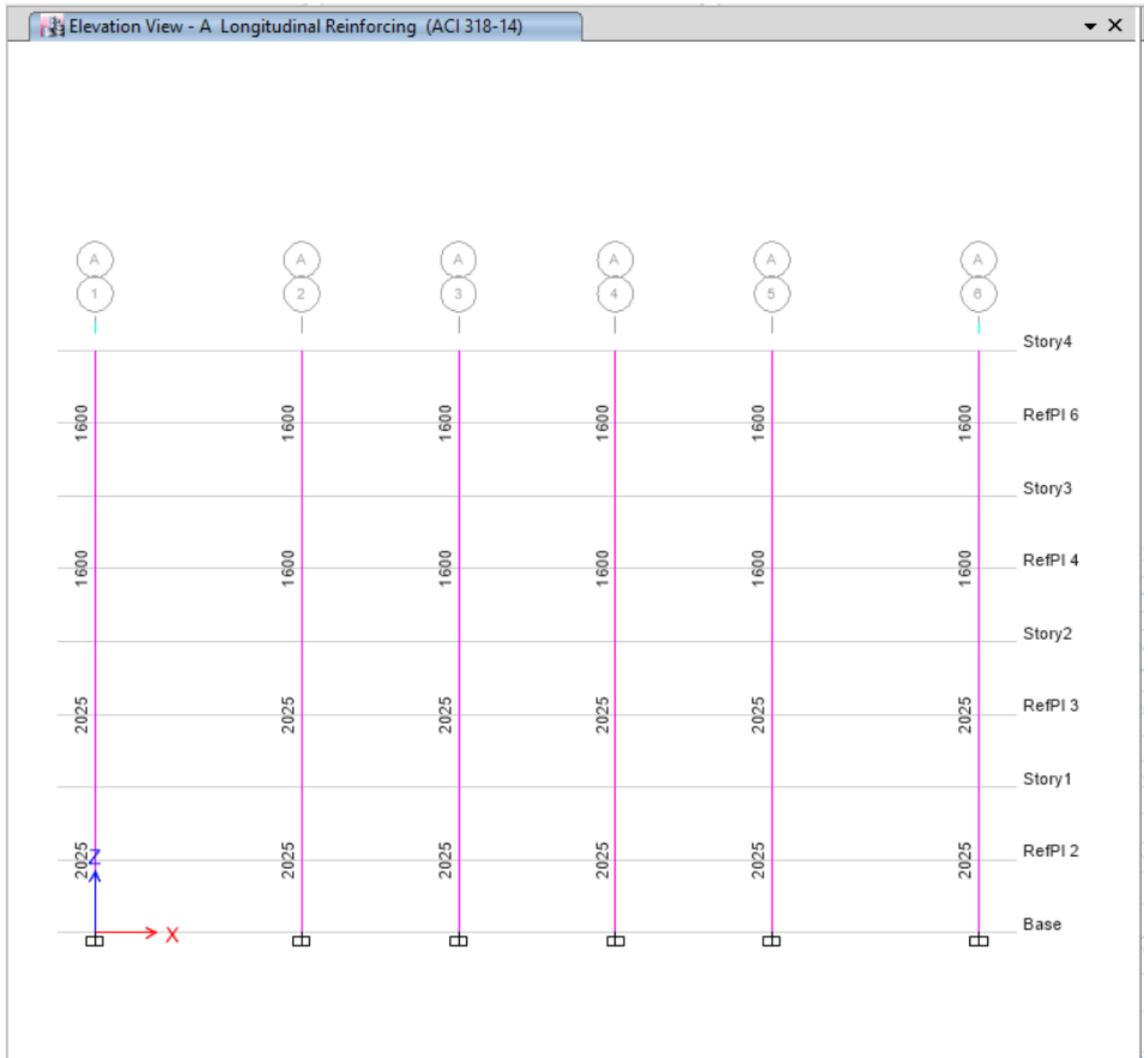
میلگردهای طولی طراحی شده تیرها در قاب ۵



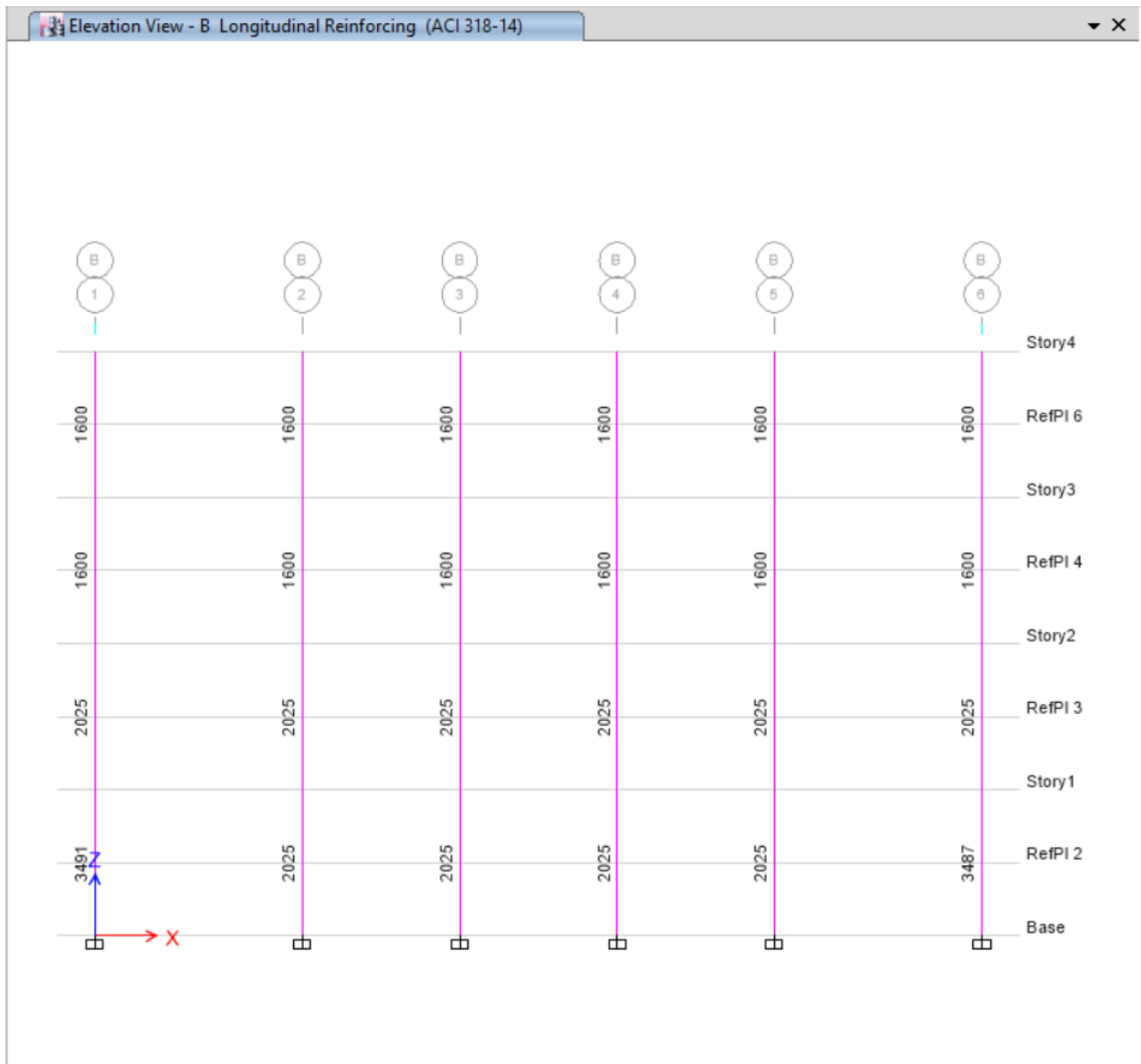
میلگردهای طولی طراحی شده تیرها در قاب ۶



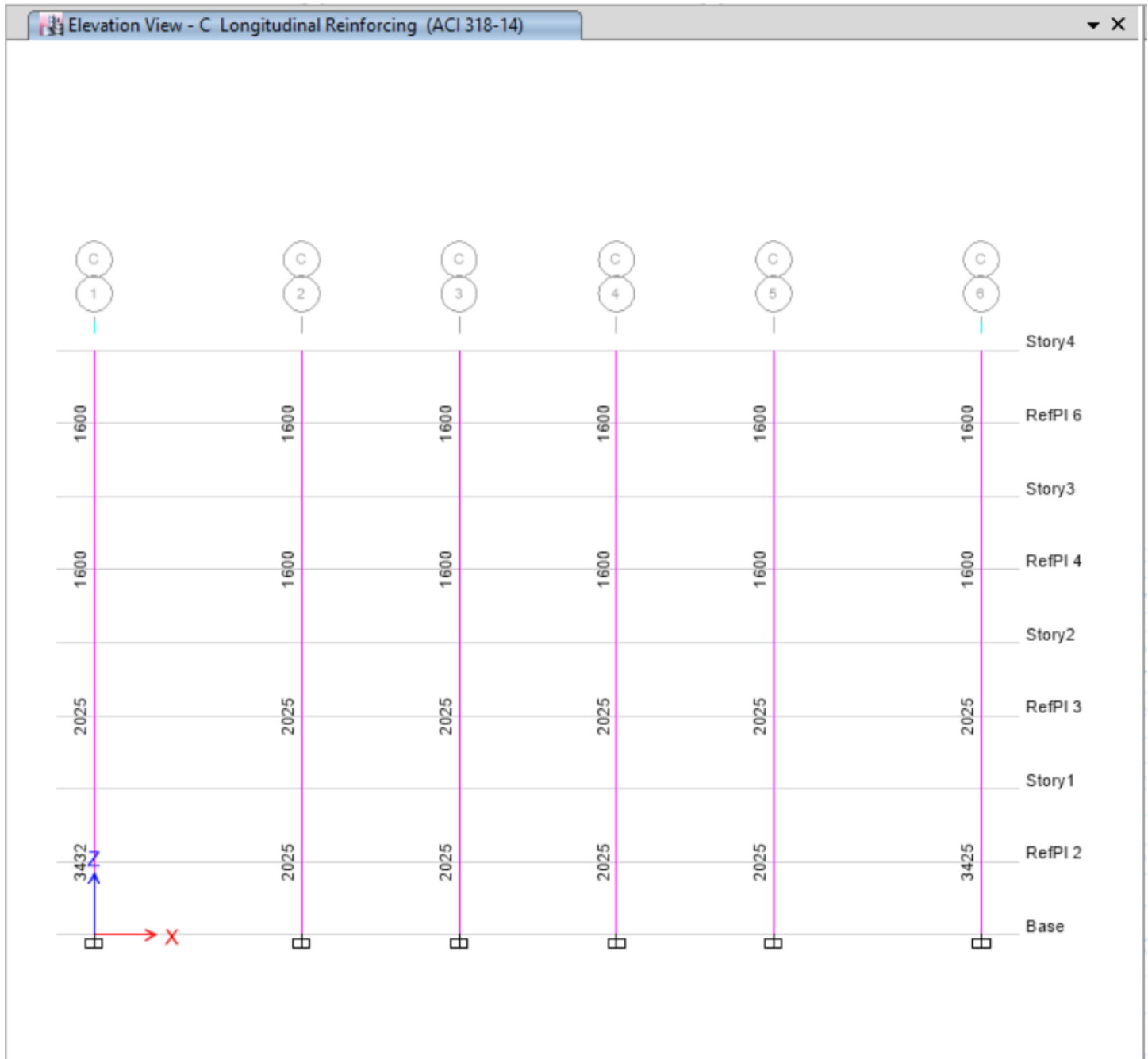
میلگردهای طولی طراحی شده ستون‌ها در قاب A



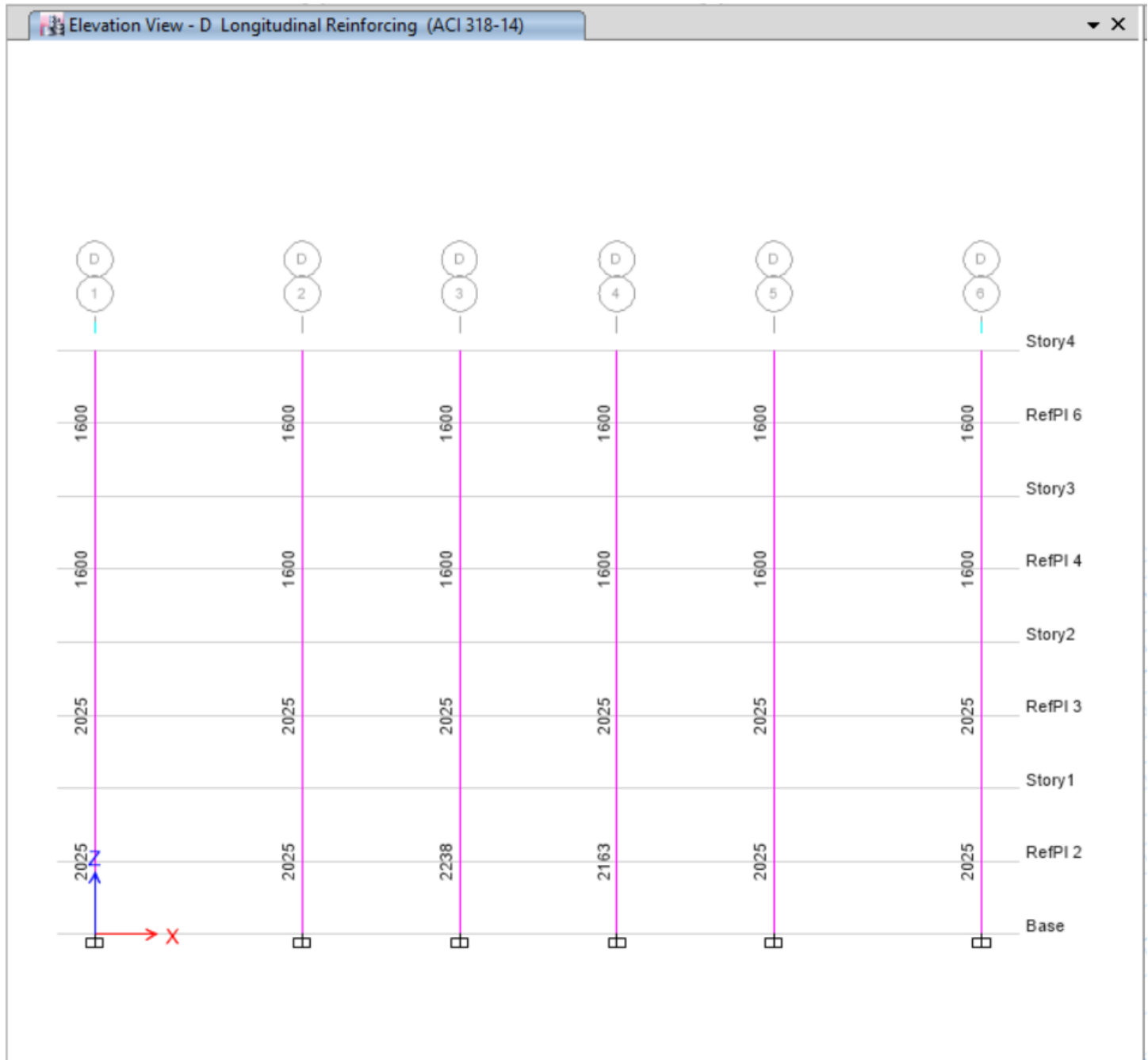
میلگردهای طولی طراحی شده ستون‌ها در قاب B



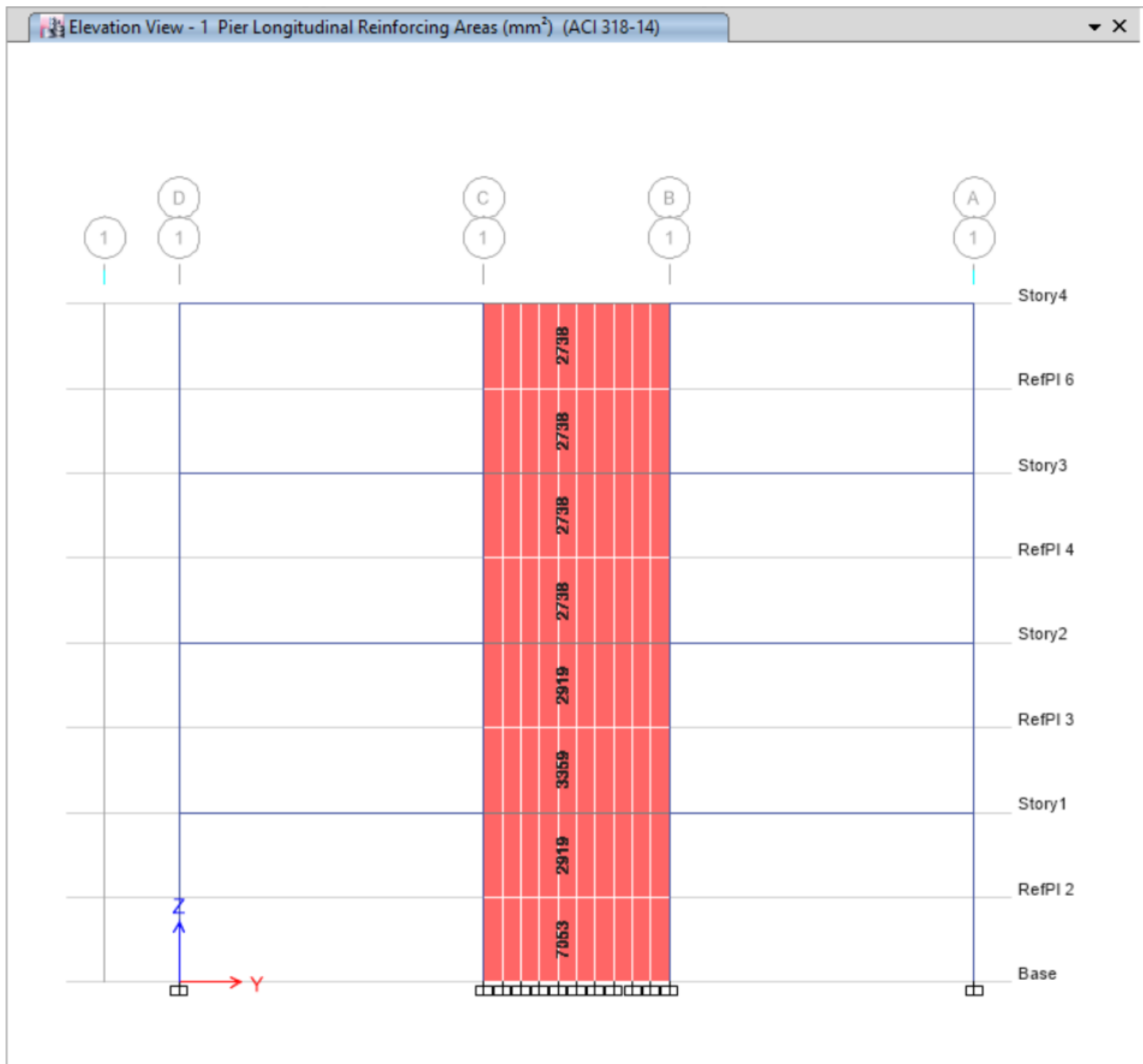
میلگردهای طولی طراحی شده ستون‌ها در قاب C



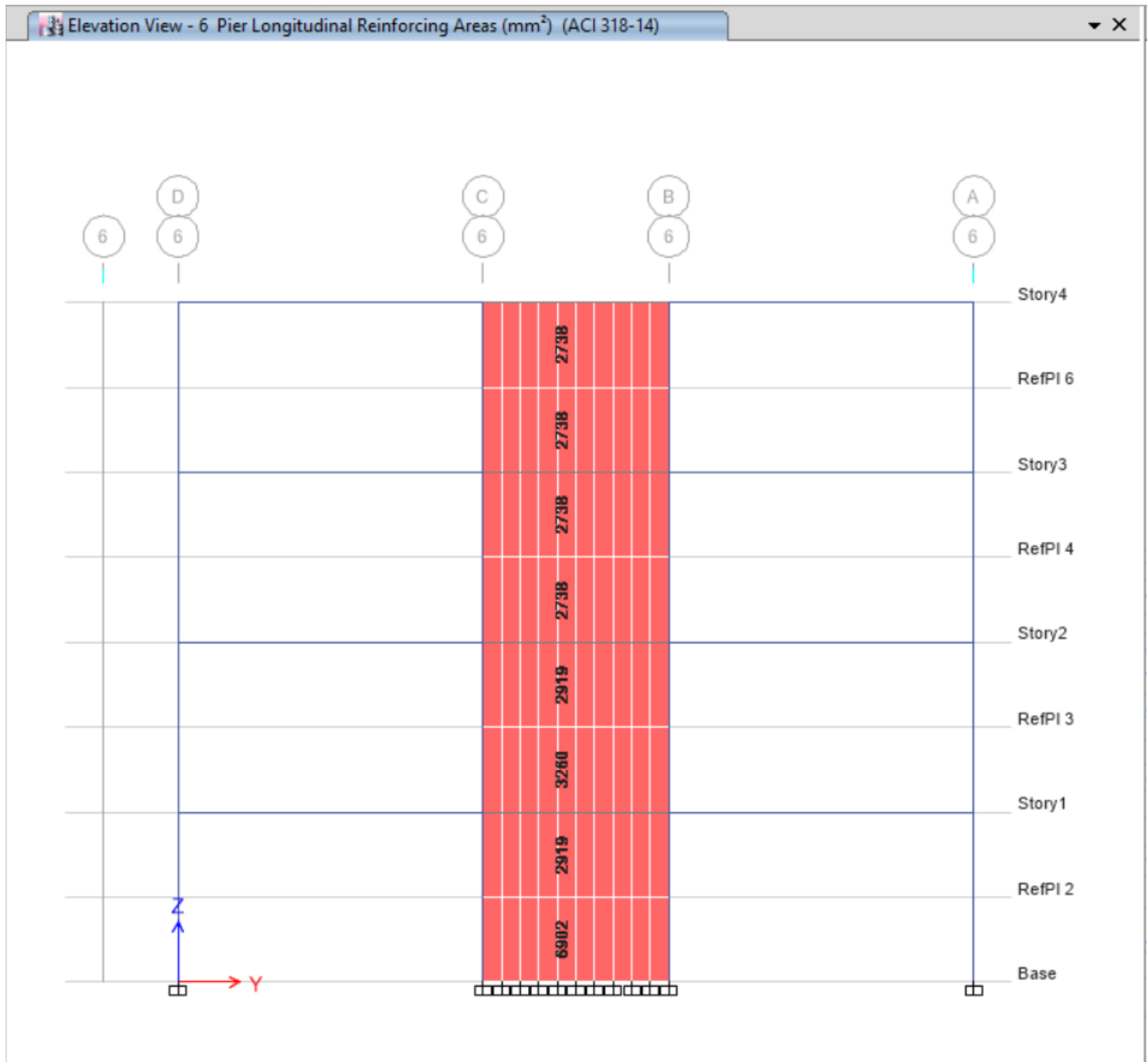
میلگردهای طولی طراحی شده ستون‌ها در قاب D



میلگردهای طولی طراحی شده برای دیوار برشی قاب ۱



میلگردهای طولی طراحی شده برای دیوار برشی قاب ۶



- مبحث ششم - مقررات ملی ساختمان ایران - ویرایش سوم - سال ۱۳۹۲
- مبحث نهم - مقررات ملی ساختمان ایران - ویرایش چهارم - سال ۱۳۹۲
- استاندارد ۲۸۰۰ زلزله - ویرایش چهارم
- طراحی سازه های بتنی با نرم افزار - سلطان آبادی و جعفری