بسمه تعالی

پروژه بتن

نام دانشجو: علیرضا شیرپور

نام استاد: آقای دکتر درویش پور

شماره دانشجویی: ۸۹۰۵۶۴۷۳۶

Islamic Azad University Shahr . e . Qods

تقدیم به

مادر فداکارم

و پدر ارجمندم

که عشق بی دریغشان موجب دلگرمی و دعای خیرشان، همواره بدرقه راهم بوده است.

علیرضا شیرپور

Shirpour2@gmail.com

بخش اول

معرفی مشخصات پروژه

مشخصات معماری

ساختمانی مسکونی در شهر خرم آباد در زمینی به مساحت ۳۲۵ متر مربع واقع شده است که از یک سمت به خیابان ۲۴ متری و از سمت دیگر به کوچه ای ۸ متری مشرف می شود . بنا به مقررات شهرداری باید ۶۰ درصد زمین مورد استفاده قرار گیرد که به عبارتی ۱۹۵ متر مربع می باشد . این ساختمان دارای چهار طبقه با ارتفاع کف تا کف ۳,۲۰ متر بر روی پیلوتی با ارتفاع ۲,۶۰ متر می باشد . هر طبقه از دو واحد مسکونی تشکیل شده است .

مشخصات سازه ای

سیستم سازه ای که برای ساختمان مورد نظر طراحی گردیده است در راستای x از قاب خمشی و در راستای y هم از قاب خمشی استفاده شده است . سقف این سازه از نوع دال می باشد و همچنین خاک بستر سازه از نوع شماره II می باشد .

ضوابط و آیین نامه های طراحی

ضوابطی که برای بارگذاری و بحث نیروی جانبی مورد استفاده قرار گرفته است بنا به مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ – ویرایش سوم) می باشد . همچنین از مبحث پانردهم مقررات ملی ساختمان برای بحث آسانسور استفاده شده است و برای طراحی سازه نیز از مبحث نهم مقررات ملی ساختمان استفاده شده است .

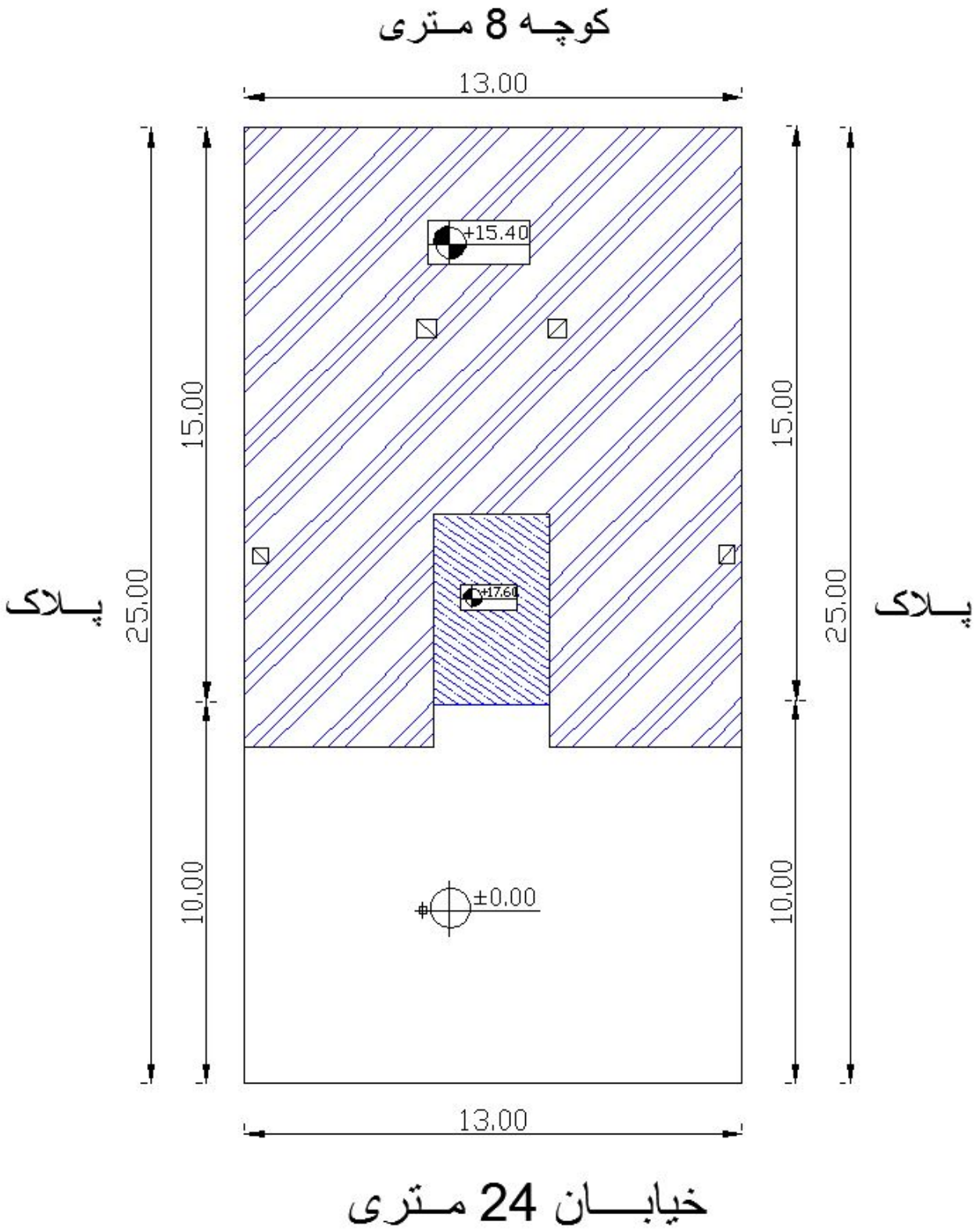
مشخصات مصالح استفاده شده :

مشخصات طراحی مصالح		مشخصات تحلیلی مصالح	
مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن (f_c)	$250\frac{kg}{cm^2}$	جرم واحد حجم (M)	$240\frac{kg}{m^3}$
مقاومت تسلیم آرماتور طولی (f_y)	$4000\frac{kg}{cm^2}$	وزن واحد حجم (W)	$2400\frac{kg}{m^3}$
مقاومت تسلیم آرماتور عرضی (f_{ys})	$4000\frac{kg}{cm^2}$	مدول الاستیسیته (E_c)	$2.5\times10^9\frac{kg}{cm^2}$
–	–	ضریب پواسون (ν)	0.2

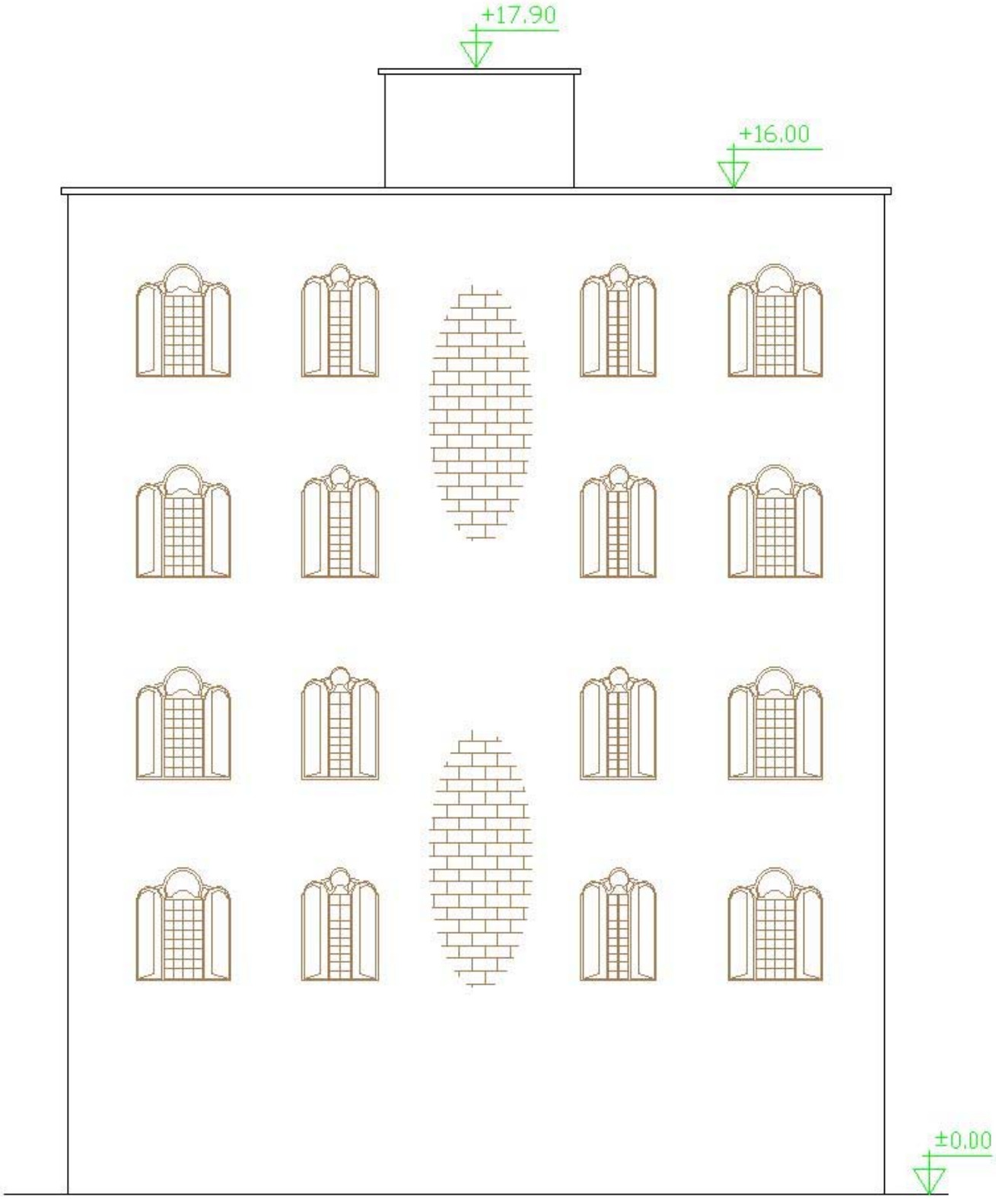
بخش دوم

پلان های معماری

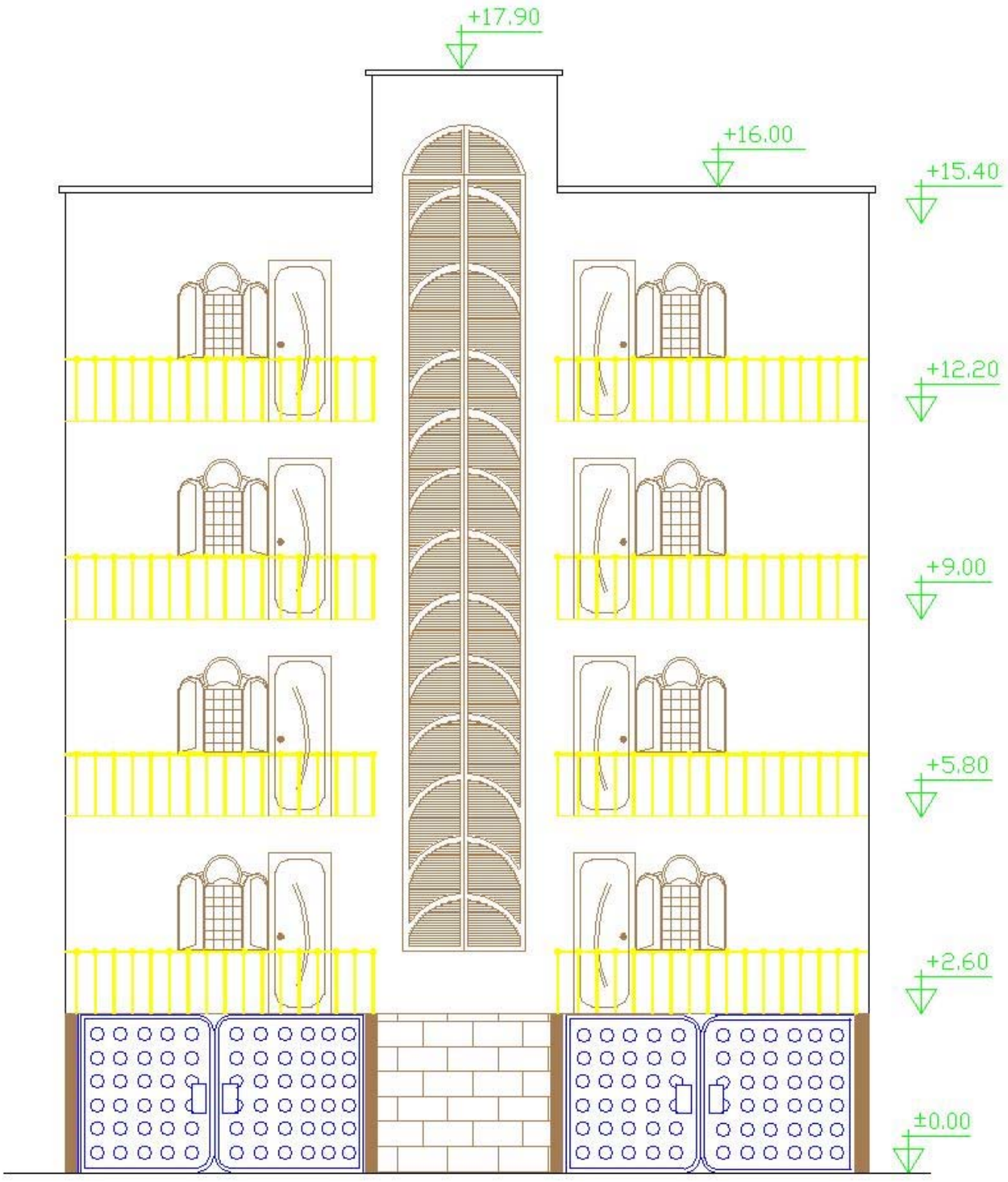
سایت پلان :


کوچـه 8 مـتری
13.00
+15.40
+17.60
15.00
15.00
25.00
25.00
10.00
10.00
±0.00
پـــلاک
پـــلاک
13.00
خیابـــان 24 مـتری

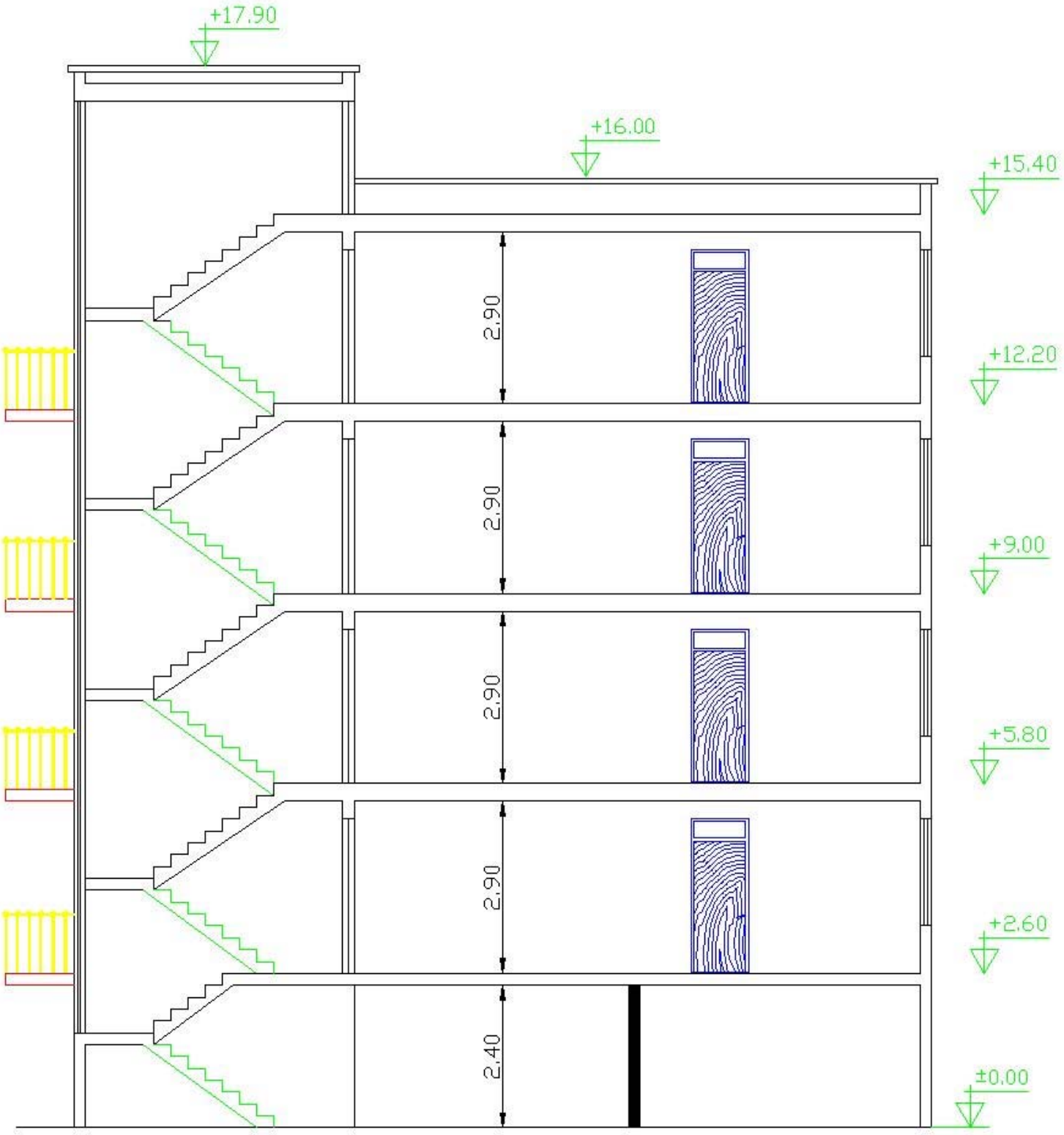
نمای شمالی :



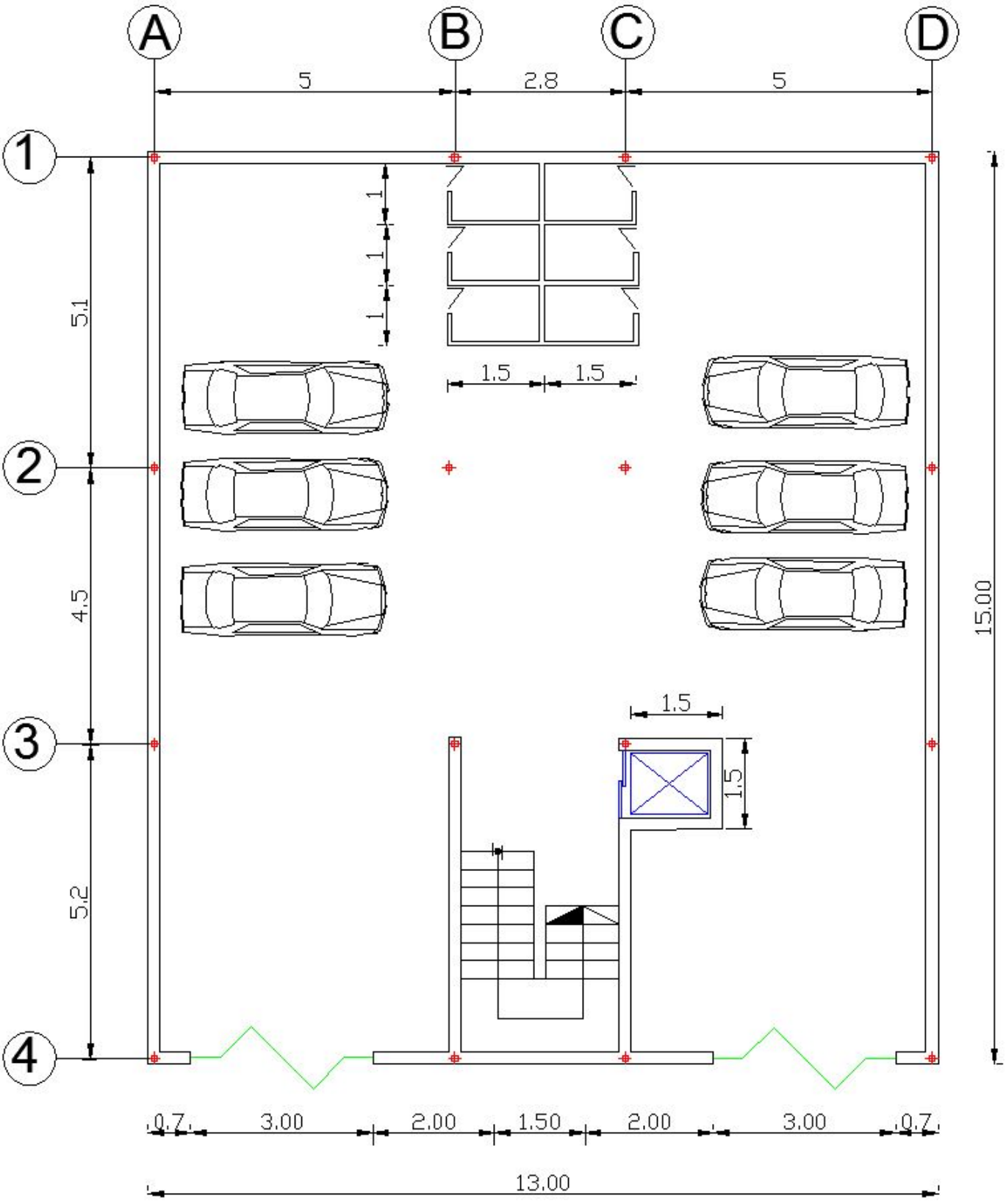
نمای جنوبی :



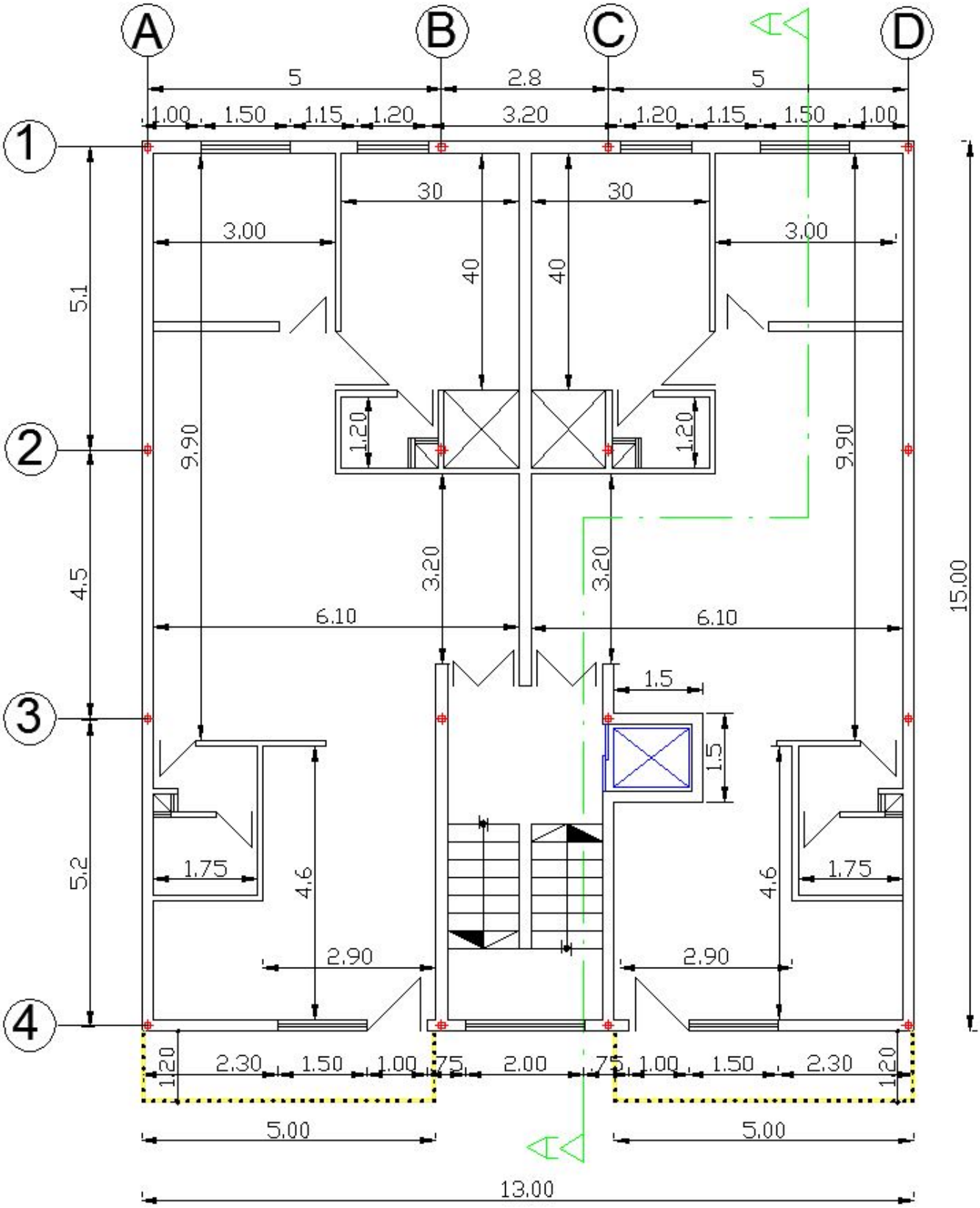
برش A-A :



پارکینگ :


A
B
C
D
1
2
3
4
5
2.8
5
5.1
4.5
5.2
15.00
1
1
1
1.5
1.5
1.5
1.5
0.7
3.00
2.00
1.50
2.00
3.00
0.7
13.00

تیپ بندی طبقات :



بخش سوم

بارگذاری (دستی)

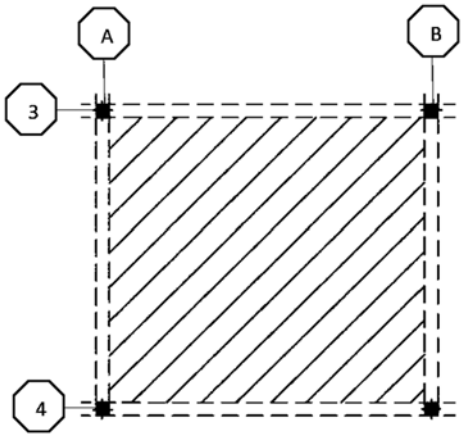
بارهای ثقلی

سقف

با توجه به نقشه ها به دلیل اینکه در تمامی دهانه ها نسبت طول به عرض کمتر از ۲ می باشد در تمامی دهانه ها از دال دو طرفه استفاده می گردد .

✍ (۱۵-۸-۳) آبا

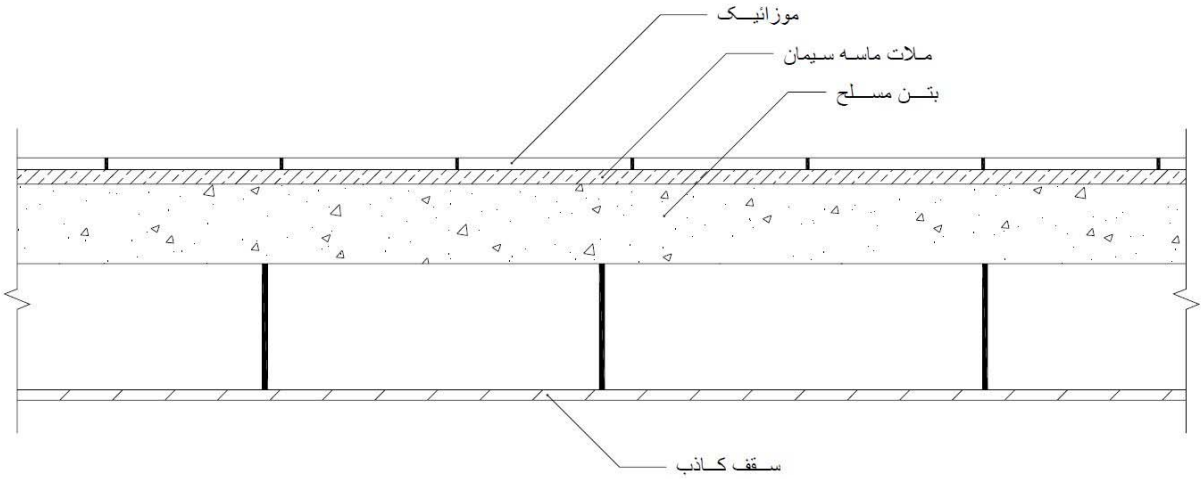
با توجه به اینکه پانل $\frac{A-B}{3-4}$ حالت بحرانی تری از نظر طول دهانه از نظر طول دهانه و گیرداری لبه ها نسبت به دیگر پانل ها دارد ، برای حداقل ضخامت دال مورد استفاده قرار می گیرد .



$$h_{min} = \frac{1}{160} \times 2 \times (5.2 + 5) = 0.1275\ m$$

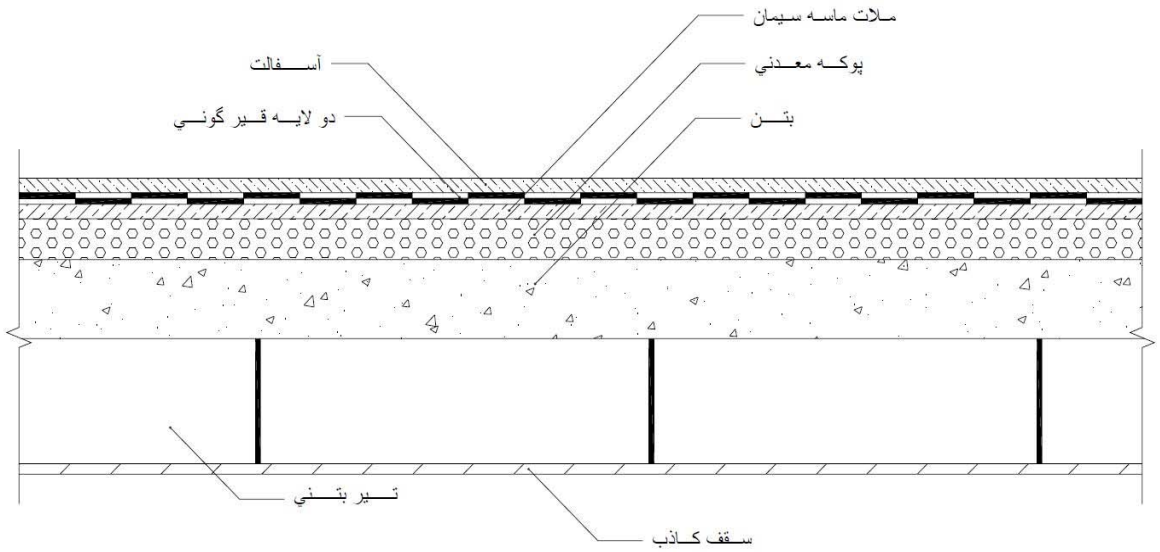
نکته : با توجه به نکات اجرایی ضخامت دال ۱۵۰ mm در نظر گرفته می شود .

محاسبه وزن سقف دال در طبقات در یک متر مربع :



مصالح مصرفی	وزن مخصوص $\frac{kg}{m^3}$	ضخامت m	تعداد	شدت بار $\frac{kg}{m^2}$
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۰,۰۲	۱	۴۲
بتن سقف (مسلح)	۲۵۰۰	۰,۱۵	۱	۳۷۵
کاشی سرامیکی کفی	۲۱۰۰	۰,۰۱	۱	۲۱
سقف کاذب با اندود گچی	–	–	–	۵۰
تاسیسات احتمالی	–	–	–	۵
			$\sum$ =۴۹۳	

محاسبه وزن سقف دال در بام در یک متر مربع :



مصالح مصرفی	وزن مخصوص $\frac{kg}{m^3}$	ضخامت m	تعداد	شدت بار $\frac{kg}{m^2}$
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۰,۰۲	۱	۴۲
بتن سقف (مسلح)	۲۵۰۰	۰,۱۵	۱	۳۷۵
پوکه شیب بندی	۶۰۰	۰,۰۵	۱	۳۰
آسفالت	۲۲۰۰	۰,۰۳	۱	۶۶
قیر و گونی اندود دولا	–	–	–	۱۵
سقف کاذب با اندود گچی	–	–	–	۵۰
تاسیسات احتمالی	–	–	–	۵
			$\sum$ =۵۸۸	

اسکلت سازه

۱) تعیین ابعاد اولیه برای تیر :

✍ (۱۵-۸-۱-۳) آبا

با توجه به آیین نامه ابعاد تیر های زیر دال چنان باشد که رابطه ی زیر برقرار باشد :

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

با توجه به اینکه عرض تیر ها (b_w) معمولا $\frac{1}{2}$ تا $\frac{3}{4}$ ارتفاع تیر (h_b) می باشد ، با استفاده از رابطه ی فوق می توان ارتفاع تیر را محاسبه کرد :

$$b_w = 0.75\, h_b$$

$$\frac{0.75 h_b \times h_b^{\,3}}{5200 \times 150^3} = 2 \rightarrow \; h_b = 465\, mm$$

$$b_w = 0.75 \times 465 = 348.75\, mm$$

با توجه به نکات اجرایی ابعاد تیر به صورت زیر انتخاب می شود :

$$\boldsymbol{h_b = 500\, mm} \qquad\qquad \boldsymbol{b_w = 350\, mm}$$

۲) تعیین ابعاد اولیه برای ستون ها :

برای تخمین ابعاد اولیه ستون مربع می توان از رابطه زیر استفاده کرد :

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

N = تعداد کف های بالای ستون مورد نظر

A = سطح بارگیر ستون در یک طبقه بر حسب متر مربع

با کم شدن تعداد کف های بالای ستون ابعاد ستون کاهش می یابد ولی از نظر اقتصادی و سختی اجرا مقرون به صرفه نیست ، به همین دلیل ما برای بحرانی ترین سطح بارگیر یک تیپ ستون برای پارکینگ و طبقه ۱ و ۲ و یک تیپ ستون دیگر برای طبقه ۴ و ۵ در نظر می گیریم .

ستون B3 بحرانی ترین سطح بارگیر را دارد :

$$A_{B3} = \frac{5.1 + 4.5}{2} \times \frac{5 + 2.8}{2} = 18.72\ m^2$$

$$\text{تیپ اول} = 200 + 50 \times (5) \times \left(\frac{18.72}{25}\right)^{\frac{1}{3}} = 427\ mm\ \geq 350$$

$$\text{تیپ دوم} = 200 + 50 \times (2) \times \left(\frac{18.72}{25}\right)^{\frac{1}{3}} = 290.8\ mm\ \geq 350$$

با توجه به نکات اجرایی ابعاد تیر به صورت زیر انتخاب می شود :

پارکینگ ، طبقه اول و دوم : $\boldsymbol{450 \times 450\ mm}$

طبقه سوم و چهارم : $\boldsymbol{350 \times 350\ mm}$

محاسبه وزن اسکلت سازه

برای محاسبه وزن اسکلت سازه باید نصف ارتفاع ستون های طبقه بالا و نصف ارتفاع ستون های طبقه پایین و همچنین قسمت هایی از تیر و ستون که در سقف مدفون نشده اند را در محاسبات دخیل کرد .

وزن قسمتی از تیر که در سقف مدفون نشده است :

$$0.35 \times 0.35 \times 2500 = 306.25 \frac{kg}{m}$$

برای خرپشته :

$$0.2 \times 0.3 \times 2500 = 150 \ \frac{kg}{m}$$

جزییات محاسبه طول تیر به شرح زیر است :

طول تیرهای پارکینگ ، طبقه ۱ و ۲ :

$$L = 4 \times \big(5.1 + 4.5 + 5.2 - (4 \times 0.45)\big) + 4 \times (5 + 2.8 + 5 - (4 \times 0.45) = 96\ m$$

طول تیر های طبقه ۳ و ۴ :

$$\mathrm{L} = 4 \times \big(5.1 + 4.5 + 5.2 - (4 \times 0.40)\big) + 4 \times (5 + 2.8 + 5 - (4 \times 0.40) = 97.6\ m$$

طول تیر های خرپشته :

$$L = 2 \times (5.2 - 0.40) + 2 \times (2.8 - 0.40) = 14.4\ m$$

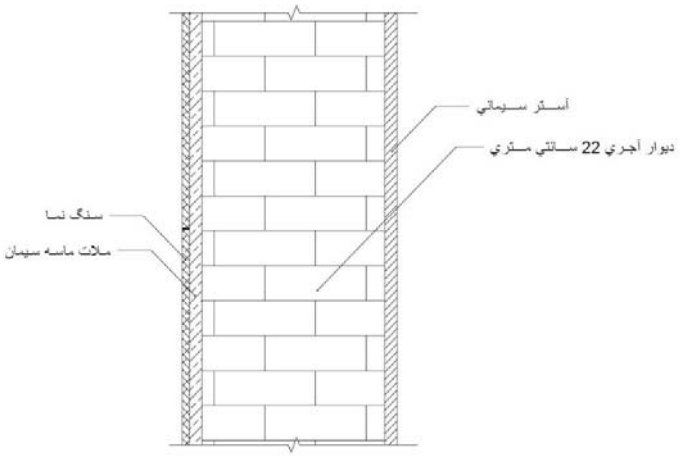
وزن کامل طبقات به شرح زیر است :

طبقه	پارکینگ	طبقه ۱و۲	طبقه ۳	طبقه ۴	خرپشته
وزن تیر $\frac{kg}{m}$	۳۰۶,۲۵	۳۰۶,۲۵	۳۰۶,۲۵	۳۰۶,۲۵	۱۵۰
طول تیر m	۹۶	۹۶	۹۷,۶	۹۷,۶	۱۴,۴
وزن کل تیر ton	۲۹,۴۰۰	۲۹,۴۰۰	۲۹,۸۹۰	۲۹,۸۹۰	۲,۱۶۰
تعداد ستون	۱۶	۱۶	۱۶	۱۶	۴
ارتفاع موثر ستون m	۲,۹	۳,۲	۳,۲	۱,۶	۱,۲۵
وزن کل ستون ton	۲۳,۴۹۰	۲۵,۹۲۰	۱۵,۶۸۰	۷,۸۴۰	۱,۵۳۱
مجموع ton	۵۲,۸۹	۵۵,۳۲	۴۵,۵۷	۳۷,۷۳	۳,۶۹۱
مساحت طبقه m^2	۱۹۵	۱۹۵	۱۹۵	۱۹۵	۱۴,۵۶
وزن واحد سطح $\frac{ton}{m^2}$	۰,۲۷۱	۰,۲۸۳	۰,۲۳۴	۰,۱۹۳	۰,۲۵۳

دیوارها

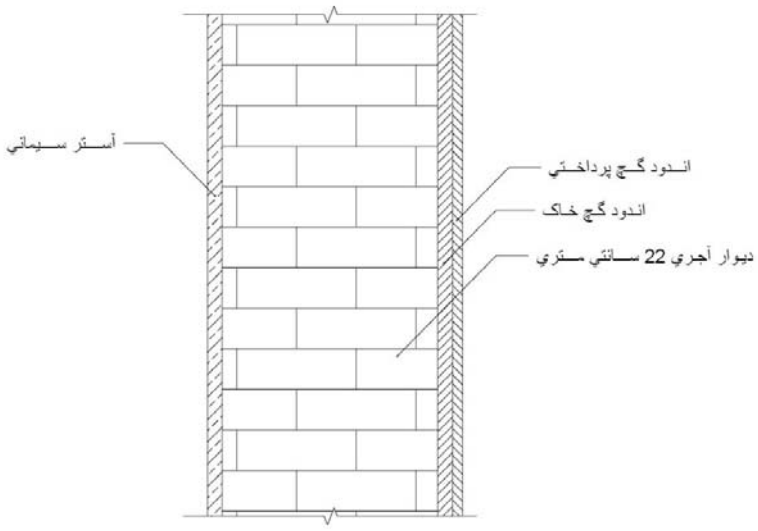
۱) دیوارهای محیطی :

وزن واحد سطح دیوارهای جان پناه پشت بام :



مصالح مصرفی	وزن مخصوص $\frac{kg}{m^3}$	ضخامت m	تعداد	شدت بار $\frac{kg}{m^2}$
آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	۸۵۰	۰,۲۲	۱	۱۸۷
آستر سیمانی	۲۱۰۰	۰,۰۱۵	۱	۳۱,۵
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۰,۰۲۵	۱	۵۲,۵
سنگ نما (تراورتن)	۲۴۰۰	۰,۰۱۵	۱	۳۶
			$\sum$ =۳۰۷	

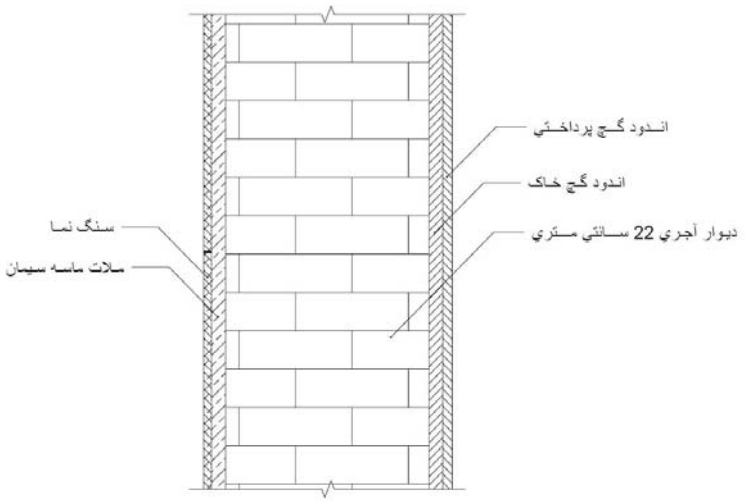
وزن واحد سطح دیوار های محیطی (مجاور همسایه) :



مصالح مصرفی	وزن مخصوص $\frac{kg}{m^3}$	ضخامت m	تعداد	شدت بار $\frac{kg}{m^2}$
آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	۸۵۰	۰,۲۲	۱	۱۸۷
آستر سیمانی	۲۱۰۰	۰,۰۲	۱	۴۲
اندود گچ پرداختی	۱۳۰۰	۰,۰۰۵	۱	۶,۵
اندود گچ و خاک	۱۶۰۰	۰,۰۱۵	۱	۲۴
			$\sum$ =۲۵۹,۵	

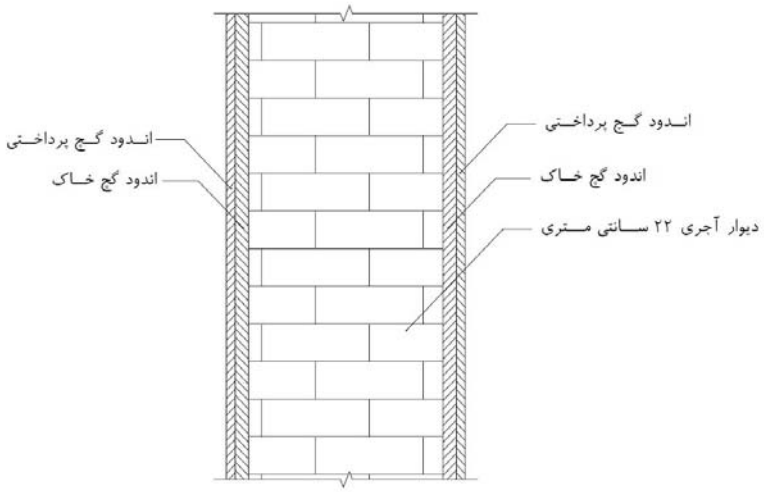
❖ نکته : دیوار های خرپشته نیز از این نوع دیوارها هستند .

وزن واحد سطح دیوارهای محیطی (نمای ساختمان) :



مصالح مصرفی	وزن مخصوص $\frac{kg}{m^3}$	ضخامت m	تعداد	شدت بار $\frac{kg}{m^2}$
آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	۸۵۰	۰,۲۲	۱	۱۸۷
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۰,۰۲۵	۱	۵۲,۵
سنگ نما (تراورتن)	۲۴۰۰	۰,۰۱۵	۱	۳۶
اندود گچ پرداختی	۱۳۰۰	۰,۰۱۵	۱	۶,۵
اندود گچ و خاک	۱۶۰۰	۰,۰۱۵	۱	۲۴
			$\sum$ =۳۰۶	

وزن واحد سطح دیوارهای پله :



مصالح مصرفی	وزن مخصوص $\frac{kg}{m^3}$	ضخامت m	تعداد	شدت بار $\frac{kg}{m^2}$
آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	۸۵۰	۰,۲۲	۱	۱۸۷
اندود گچ پرداختی	۱۳۰۰	۰,۰۰۵	۲	۱۳
اندود گچ خاک	۱۶۰۰	۰,۰۱۵	۲	۴۸
			$\sum$ =۲۴۸	

❖ نکته : دیوارهای پیرامونی دارای درصد قابل توجهی بازشو به دلیل قرار گرفتن در نمای ساختمان هستند که ما این مقدار به طور تقریبی ۳۰ درصد در نظر می گیریم .

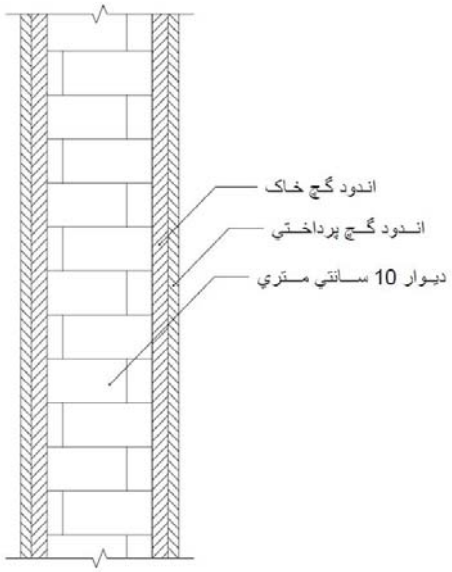
$$\text{نسبت بازشو} = \frac{\text{مساحت پنجره}}{\text{مساحت دیوار}} \approx 0.30$$

بار خطی دیوارهای طبقات :

محل دیوار	نوع دیوار	وزن واحد سطح $\frac{kg}{m^2}$	ارتفاع دیوار m	نسبت بازشو	بار معادل خطی $\frac{ton}{m}$
پارکینگ	بدون نما	۲۵۹,۵	۲,۴	ندارد	۰,۶۲۳
پارکینگ	نمادار	۳۰۶	۲,۴	۰,۳	۰,۵۱۴
طبقات	بدون نما	۲۵۹,۵	۲,۹	ندارد	۰,۷۵۲
طبقات	نمادار	۳۰۶	۲,۹	۰,۳	۰,۶۲۱
دیوارهای باکس پله	-	۲۴۸	۲,۹	ندارد	۰,۷۱۹
دیوار های خرپشته	بدون نما	۲۵۹,۵	۲,۲	ندارد	۰,۵۷۱
دیوار جان پناه	-	۳۰۷	۰,۶	ندارد	۰,۱۸۴

۲) تیغه :

❖ نکته : برای تسریع در محاسبات چون بیشتر تیغه ها دو طرف گچ هستند ، تمامی تیغه ها را دوطرف گچ و بدون سنگ نما در نظر می گیریم :



مصالح مصرفی	وزن مخصوص $\frac{kg}{m^3}$	ضخامت m	تعداد	شدت بار $\frac{kg}{m^2}$
آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	۸۵۰	۰,۱	۱	۸۵۰
اندود گچ پرداختی	۱۳۰۰	۰,۰۰۵	۲	۱۳
اندود گچ خاک	۱۶۰۰	۰,۰۱۵	۲	۴۸
		$\sum$ =۱۴۶		

✍ (۶-۲-۲-۲) مبحث ۶

در ساختمان هایی که برای جداسازی فضا ها از تیغه هایی استفاده می شود که وزن یک متر مربع سطح آنها کمتر از ۲۷۵ دکا نیوتن است ، وزن تیغه ها را می توان به صورت بار معادل که به طور یکنواخت بر کف ها گسترده شده است در نظر گرفت : ⇨ $146 < 275$

۱) پارکینگ :

$$\text{طول تیغه} = 3 + (6 \times 1.5) + (6 \times 0.4) = 14.4\ m$$

$$\text{وزن معادل تیغه} = \frac{2.4 \times 146 \times 14.4}{195} = 25.87 < 100 \rightarrow 100\frac{kg}{m^2}$$

✍ (۶-۲-۲-۳) مبحث ۶

در کف هایی که بار زنده آنها کمتر از ۵۰۰ دکا نیوتن بر متر مربع است بار معادل گسترده تیغه ها نباید کمتر از ۱۰۰ دکانیوتن بر متر مربع در نظر گرفته شود .

۲) طبقات :

$$\text{طول تیغه} = 2 \times (3 + 2.1 + 1.2 + 0.9 + 3 + 1.2 + 0.7 + 2.6 + 1) + 1 + 0.4 + 9 = 41.8\ m$$

$$\text{وزن معادل تیغه} = \frac{2.9 \times 146 \times 41.8}{195} = 90.75 < 100 \rightarrow 100\ \frac{kg}{m^2}$$

بار زنده

✍ (۶-۳-۲-۱) مبحث ۶

۱) بار زنده طبقات : $LL_F = 200\ \frac{kg}{m^2}$

۲) بار زنده بام : $LL_R = 150\ \frac{kg}{m^2}$

۳) بار زنده سرویس پله : $LL_S = 350\ \frac{kg}{m^2}$

✍ (۶-۳-۲-۵) مبحث ۶

۱) بار زنده گسترده بالکن ها : $LL_{BW} = 300\ \frac{kg}{m^2}$

۲) بار زنده خطی در لبه بالکن ها : $LL_{BQ} = 250\ \frac{kg}{m^2}$

بار برف

✍ (۶-۴-۳-۱) ، (۶-۴ -۳-۲) ، (۶-۴-۳-۱) مبحث ۶

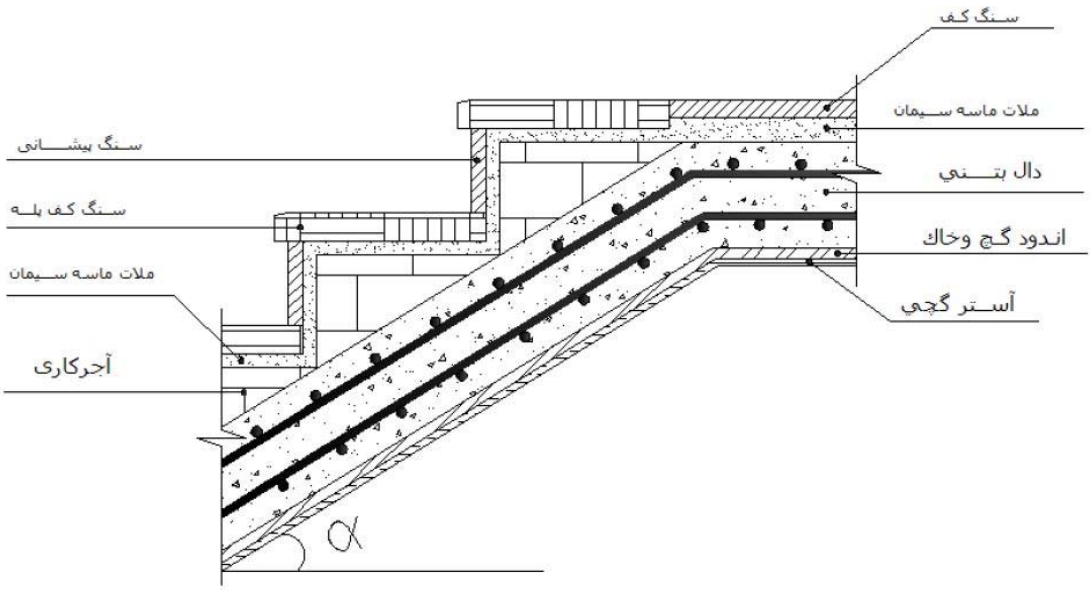
خرم آباد منطقه با برف زیاد : $P_s = 150 \frac{kg}{m^2}$

بام مسطح با زاویه کمتر از ۱۵ درجه : $C_s = 1$

$$P_r = C_s \times P_s = 1 \times 150 = 150\ \frac{kg}{m^2} \geq 25\ \frac{kg}{m^2}$$

پله

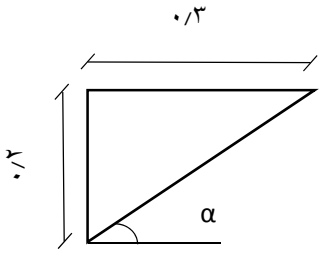
ابتدا ورن یک عدد پله را محاسبه می کنیم :



مصالح مصرفی	وزن مخصوص $\frac{kg}{m^3}$	ابعاد m	شدت بار $\frac{kg}{m^2}$
سنگ کف تراورتن	۲۴۰۰	۰,۳۲ (۰,۰۴)	۳۰
سنگ پیشانی تراورتن	۲۴۰۰	۰,۱۲ (۰,۰۲)	۶
ملات ماسه و سیمان	۲۱۰۰	۰,۰۲ (۰,۲۶ + ۰,۱۳)	۱۶,۳۸
آجر فشاری با ملات ماسه وسیمان	۱۸۵۰	۰,۵ (۰,۲۶ + ۰,۱۳)	۳۱,۲۶
نرده			۴,۵
		$\sum$ =۸۸,۱۴۵	

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

❖ در پلان برش در هر ۲,۹ متر ارتفاع ۱۴ پله وجود دارد پس ارتفاع هر پله ۰,۲ می شود :



بار پله در امتداد شیب $= \frac{88.145}{\sqrt{0.3^2 + 0.2^2}} = 244.47\ \frac{kg}{m^2}$

بار بدنه اصلی :

مصالح مصرفی	وزن مخصوص $\frac{kg}{m^3}$	ضخامت m	تعداد	شدت بار $\frac{kg}{m^2}$
دال بتنی	۲۵۰۰	۰,۱۵	۱	۳۷۵
ملات گچ و خاک	۱۶۰۰	۰,۰۲۵	۱	۴۰
اندود گچ خاک	۱۳۰۰	۰,۰۰۵	۱	۶,۵
			$\sum$ =۴۲۱,۵	

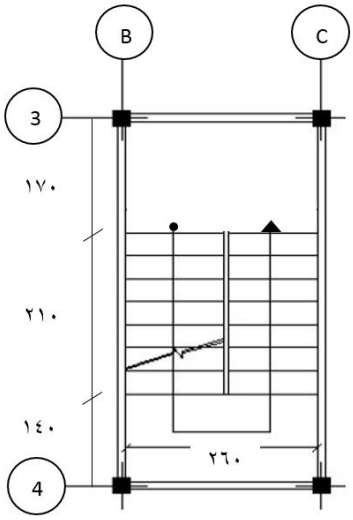
بار کل در امتداد شیب $= 244.47 + 421.5 = 665.97\ \frac{kg}{m^2}$

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

$$\alpha = tan^{-1}\frac{20}{30} = 33.69$$

بار کل مرده در امتداد افق $= \frac{665.97}{\cos 33.69} = 0.8\ \frac{ton}{m^2}$

توزیع بار پله :



۱) بار مرده وارده به تیر B-C از محور ۴ :

بار مرده پاگرد × مساحت پاگرد متصل به تیر = کل بار وارد بر تیر حاصل از پاگرد

$$= (2.6 \times 1.4) \times 493 = 1794.52 \text{ kg}$$

بار مرده رمپ پله در امتداد افق × مساحت رمپ موثر در تیر = کل بار وارد بر تیر حاصل از رمپ

$$= (2.6 \times 1.2) \times 800 = 2496\ kg$$

$$\text{بار مرده گسترده معدل} = \frac{1794.52 + 2496}{2.6} = 1650\ \frac{kg}{m} \rightarrow \mathbf{1.65}\ \frac{\boldsymbol{ton}}{\boldsymbol{m}}$$

۲) بار زنده وارد بر تیر B-C از محور ۴ :

بار زنده پاگرد × مساحت پاگرد و رمپ موثر متصل به تیر = کل بار وارد بر تیر

$$= \left(2.6 \times \frac{5.2}{2}\right) \times 350 = 2366\ kg$$

$$\text{بار مرده گسترده معدل} = \frac{2366}{2.6} = 910\ \frac{kg}{m} \rightarrow \mathbf{0.91}\ \frac{\boldsymbol{ton}}{\boldsymbol{m}}$$

۱) بار مرده وارده به تیر B-C از محور ۳ :

بار مرده پاگرد × مساحت پاگرد متصل به تیر = کل بار وارد بر تیر حاصل از پاگرد

$$= (2.6 \times 1.7) \times 493 = 2179.06 \text{ kg}$$

بار مرده رمپ پله در امتداد افق × مساحت رمپ موثر در تیر = کل بار وارد بر تیر حاصل از رمپ

$$= (2.6 \times 1.2) \times 800 = 2496\ kg$$

بار مرده گسترده معدل $= \frac{2179.06 + 2496}{2.6} = 1798\ \frac{kg}{m} \rightarrow \mathbf{1.798\ \frac{ton}{m}}$

۲) بار زنده وارد بر تیر B-C از محور ۳ :

بار زنده پاگرد × مساحت پاگرد و رمپ موثر متصل به تیر = کل بار وارد بر تیر

$$= \left(2.6 \times \frac{5.2}{2}\right) \times 350 = 2366\ kg$$

بار مرده گسترده معدل $= \frac{2366}{2.6} = 910\ \frac{kg}{m} \rightarrow \mathbf{0.91\ \frac{ton}{m}}$

آسانسور

❖ کل بار مرده و زنده آسانسور به ۴ بار متمرکز تبدیل می شود که از طریق ۴ نبشی اطراف آسانسور به پی وارد می شود .

✍ (۶-۳-۵-۳) مبحث ۶

در آسانسورها وزن اتاقک ، ماشین آلات ، وزنه تعادل و بار زنده ناشی از وزن مسافران و وسایل باید در ضریب ۲ ضرب شوند .

ظرفیت → چهار نفر → بار زنده $\rightarrow 300\ \frac{kg}{m^2}$

بار مرده موتورخانه = ضخامت دال × وزن مخصوص بتن $= 2500 \times 0.2 = 500$

نوع بار	آسانسور	موتورخانه	مجموع kg	بار متمرکز ton
بار مرده	1000×2	$1.5 \times 1.5 \times 500$	3125	0.781
بار زنده	300×2	750	1350	337.5

کاهش سربار زنده

✍ (۶-۳-۸) مبحث ۶

در طراحی تیرهایی که سطح بارگیر آنها بیشتر از ۱۸ متر مربع بوده ومتعلق به کفهایی هستند که بار زنده در آنها کمتر از ۴۰۰ دکا نیوتن بر متر مربع است ، مقدار کاهش بار زنده از رابطه زیر محاسبه می شود :

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

برای ستون ها که مجموع سطح بارگیر آنها بیشتر از ۱۸ متر مربع می باشد ، کاهش بار زنده برابر بزرگترین دو مقدار زیر است :

$$R_1 = 100\ (\ 0.7 - \frac{3}{\sqrt{A}}\ )$$

و مقدار R_2 که از جدول زیر محاسبه می شود :

R_2	مقدار کاهش بار زنده
عضو بار یک طبقه را تحمل می کند	صفر
عضو بار دو طبقه را تحمل می کند	۱۰ درصد
عضو بار سه طبقه را تحمل می کند	۲۰ درصد
عضو بار چهار طبقه را تحمل می کند	۳۰ درصد
عضو بار پنج طبقه را تحمل می کند	۴۰ درصد
عضو بار شش طبقه و بیشتر را تحمل می کند	۵۰ درصد

محاسبه بار محوری ستون ها

چون این سازه با نرم افزار نیز کنترل می شود ، برای نمونه فقط بار ستون A-1 را محاسبه می کنیم :

سطح بارگیر $= \frac{5.1}{2} \times \frac{5}{2} = 6.37\ m^2$

وزن دیوار های محیطی در بام $= \left(\frac{5.1}{2} + \frac{5}{2}\right) \times 184 = 929.2\ kg$

وزن دیوارهای محیطی در طبقات $= \left(\frac{5.1}{2} \times 752\right) + \left(\frac{5}{2} \times 621\right) = 3470\ kg$

❖ نکته : برای راحتی در محاسبات فرض می کنیم مقطع تمام ستون ها ۴۵۰ mm است :

وزن قسمت آویز تیرها $= \left(\frac{5}{2} + \frac{5.1}{2} - (2 \times 0.45)\right) \times 0.35 \times 0.35 \times 2500$
$= 1271\ kg$

وزن ستون ها $= (3.2 - 0.15) \times 0.45 \times 0.45 \times 2500 = 1544\ kg$

وزن مرده بام $= (588 \times 6.37) + 929.2 + 1271 + 1544 = 7490\ kg$

وزن مرده طبقات $= (493 \times 6.37) + (100 \times 6.37) + 3470 + 1271 + 1544$
$= 10062.5\ kg$

بارگذاری در طبقه چهارم :

$DL = 7.49\ ton$

✍ (۶-۳-۸-۱) در کف بام ها ، انبارها ، محل های پاک خودرو ، کارگاه ها و محل های اجتماع و ازدحام کاهش سربار زنده نداریم .

$LL = 150 \times 6.37 = 0.955\ ton$

بارگذاری در طبقه سوم :

$$DL = DL_4 + 10.0625 = 17.5525\ ton$$

سطح بارگیر : $6.37 \not> 18 \Rightarrow$ کاهش سربار ندارد

❖ نکته : برای محاسبه سطح بارگیر ستون ، کف های بحرانی طبقات فوقانی را جمع نمی کنیم ، اما برای محاسبه R_2 کف های بحرانی لحاظ می شوند .

$$LL = LL_4 + (200 \times 6.37) = 2.229\ ton$$

بارگذاری در طبقه دوم :

$$DL = DL_3 + 10.0625 = 27.615\ ton$$

سطح بارگیر : $2 \times 6.37 = 12.74 \not> 18 \Rightarrow$ کاهش سربار ندارد

$$LL = LL_3 + (200 \times 6.37) = 3.503\ ton$$

بارگذاری در طبقه اول :

$$DL = DL_2 + 10.0625 = 37.6775\ ton$$

سطح بارگیر : $3 \times 6.37 = 19.11 > 18 \Rightarrow$ کاهش سربار دارد

$$R_1 = 100\left(0.7 - \frac{3}{\sqrt{19.11}}\right) = 1.37\ \%$$

$R_2 = 30\ \% \rightarrow$ بار 4 سقف را تحمل می کند

$$R = \max(R_1\ \&\ R_2) = 30\ \% < 50\ \%$$

$$LL = LL_2 + \big(200 \times 6.37 \times (1 - 0.3)\big) = 4.395\ ton$$

بارگذاری پارکینگ :

$$DL = DL_1 + 10.0625 = 47.74\ ton$$

سطح بارگیر : $4 \times 6.37 = 25.48 > 18 \Rightarrow$ کاهش سربار دارد

$$R_1 = 100\left(0.7 - \frac{3}{\sqrt{25.48}}\right) = 10.56\ \%$$

$R_2 = 40\ \%$ ← بار 5 سقف را تحمل می کند

$$R = \max(R_1\ \&\ R_2) = 40\ \% < 50\ \%$$

$$LL = LL_1 + \left(200 \times 6.37 \times (1 - 0.4)\right) = 5.1594\ ton$$

✓ خلاصه محاسبات بار محوری ستون A-1 :

نوع بار	طبقه چهارم	طبقه سوم	طبقه دوم	طبقه اول	پارکینگ
مرده ton	۷,۴۹	۱۷,۵۵۲۵	۲۷,۶۱۵	۳۷,۶۷۷۵	۴۷,۷۴
زنده ton	۰,۹۵۵	۲,۲۲۹	۳,۵۰۳	۴,۳۹۵	۵,۱۵۹۴

محاسبه بار گسترده وارد بر تیرها

چون این سازه با نرم افزار نیز کنترل می شود ، برای تحلیل دستی فقط تیر های قاب ۱ را محاسباتش را انجام می دهیم :

❖ نکته : در تیر های این قاب چون سطح بارگیر تمام تیر ها کمتر از ۱۸ است کاهش سربار برای هیچ تیری از این قاب نداریم .

بار خطی تیر ۱ از دهانه A تا B :

$$L_b = 5.1 - L_a = 5 \Rightarrow m = \frac{L_a}{L_b} = \frac{5}{5.1} = 0.98$$

پشت بام :

$$DL = \left(\frac{W_u \times L_a}{3}\right) + \text{وزن دیوار محیطی} = \left(\frac{588 \times 5}{3}\right) + 184 = 1.164\ \frac{ton}{m}$$

$$LL = \left(\frac{W_u \times L_a}{3}\right) = \left(\frac{150 \times 5}{3}\right) = 0.250\ \frac{ton}{m} \Rightarrow \text{بام کاهش سربار ندارد}$$

طبقات :

$$W_u = \text{بار معادل سطحی تیغه ها} + \text{شدت بار سقف طبقات} = 493 + 100 = 593$$

$$DL = \left(\frac{W_u \times L_a}{3}\right) + \text{وزن دیوار محیطی} = \left(\frac{593 \times 5}{3}\right) + 621 = 1.609\frac{ton}{m}$$

$$\mathrm{LL} = \left(\frac{W_u \times L_a}{3}\right) = \left(\frac{200 \times 5}{3}\right) = 0.3333\frac{ton}{m} \Rightarrow \text{کاهش سربار ندارد}$$

بار خطی تیر ۱ از دهانه B تا C :

$$L_b = 5.1 - L_a = 2.8 \Rightarrow m = \frac{L_a}{L_b} = \frac{2.8}{5.1} = 0.55$$

پشت بام :

$$DL = \left(\frac{W_u \times L_a}{3}\right) + \text{وزن دیوار محیطی} = \left(\frac{588 \times 2.8}{3}\right) + 184 = 0.733\ \frac{ton}{m}$$

$$LL = \left(\frac{W_u \times L_a}{3}\right) = \left(\frac{150 \times 2.8}{3}\right) = 0.140\ \frac{ton}{m} \Rightarrow \text{بام کاهش سربار ندارد}$$

طبقات :

$$W_u = \text{بار معادل سطحی تیغه ها} + \text{شدت بار سقف طبقات} = 493 + 100 = 593$$

$$DL = \left(\frac{W_u \times L_a}{3}\right) + \text{وزن دیوار محیطی} = \left(\frac{593 \times 2.8}{3}\right) + 621 = 1.174\frac{ton}{m}$$

$$\mathrm{LL} = \left(\frac{W_u \times L_a}{3}\right) = \left(\frac{200 \times 2.8}{3}\right) = 0.187\frac{ton}{m} \Rightarrow \text{کاهش سربار ندارد}$$

بار خطی تیر ۱ از دهانه C تا D :

$$L_b = 5.1 - L_a = 5 \Rightarrow m = \frac{L_a}{L_b} = \frac{5}{5.1} = 0.98$$

پشت بام :

$$DL = \left(\frac{W_u \times L_a}{3}\right) + \text{وزن دیوار محیطی} = \left(\frac{588 \times 5}{3}\right) + 184 = 1.164\ \frac{ton}{m}$$

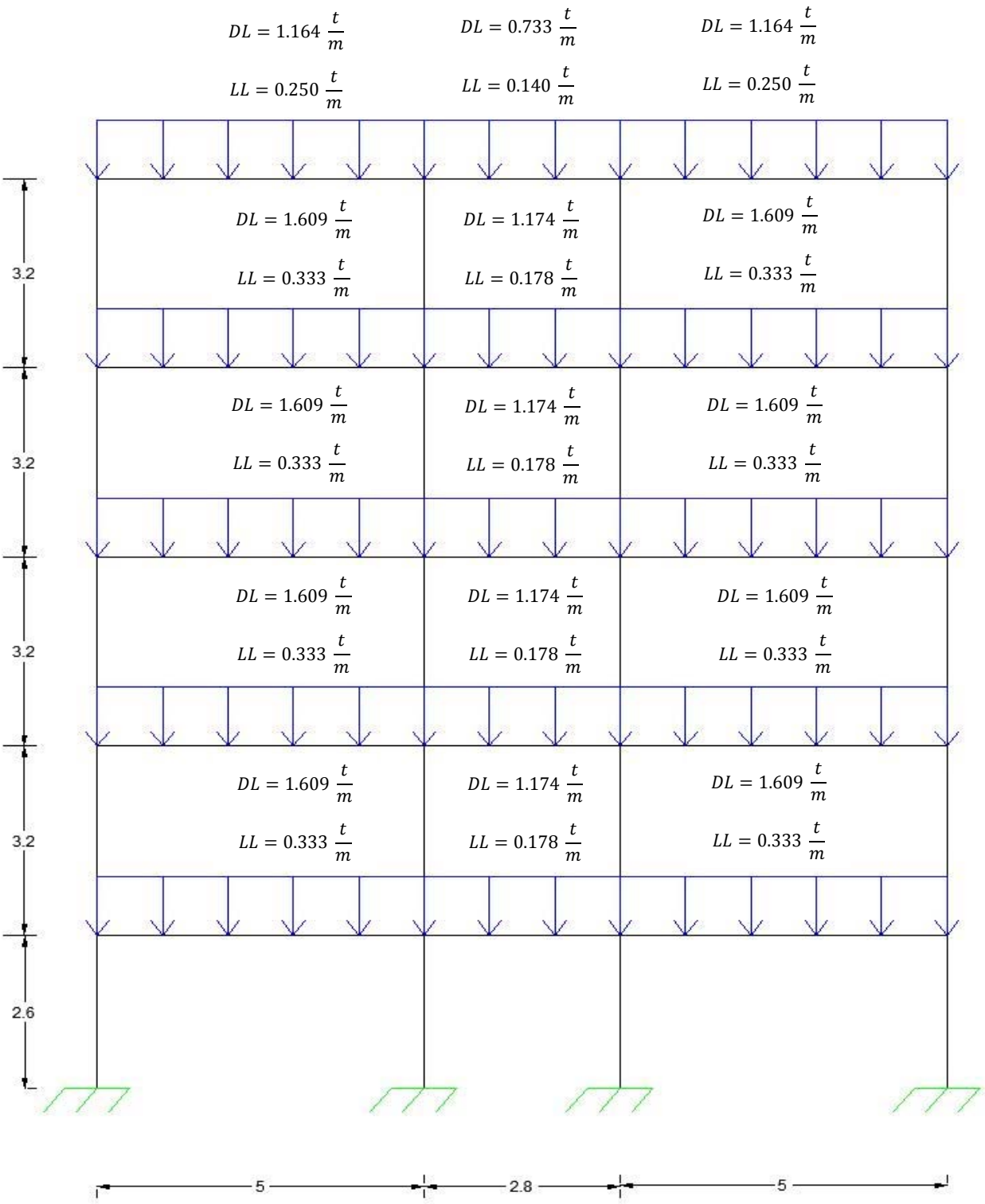
$$LL = \left(\frac{W_u \times L_a}{3}\right) = \left(\frac{150 \times 5}{3}\right) = 0.250\ \frac{ton}{m} \Rightarrow \text{بام کاهش سربار ندارد}$$

طبقات :

$$W_u = \text{بار معادل سطحی تیغه ها} + \text{شدت بار سقف طبقات} = 493 + 100 = 593$$

$$DL = \left(\frac{W_u \times L_a}{3}\right) + \text{وزن دیوار محیطی} = \left(\frac{593 \times 5}{3}\right) + 621 = 1.609\frac{ton}{m}$$

$$\text{LL} = \left(\frac{W_u \times L_a}{3}\right) = \left(\frac{200 \times 5}{3}\right) = 0.3333\,\frac{ton}{m} \Rightarrow \text{کاهش سربار ندارد}$$

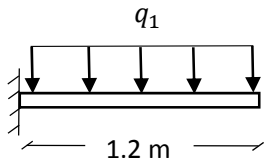


بالکن

✍ (۶-۳-۲-۵) مبحث ۶

لنگر خمشی ناشی از اثر بار زنده در تکیه گاه طره به شرح زیر است :

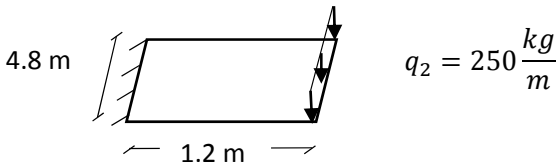
۱)



$$q_1 = 300 \times 4.8 = 1440\ \frac{kg}{m}$$

$$M_1 = \frac{q_1 \times l^2}{2} = \frac{1440 \times 1.2^2}{2} = 1037 kg.m$$

۲)



$$P = q_2 \times a = 250 \times 4.8 = 1200\ \frac{kg}{m}$$

$$M_2 = P \times l = 1200 \times 1.2 = 1440\ kg.m$$

$$M_{\text{طراحی}} = \max(\ M_1 \& M_2\ ) = 1440\ kg.m$$

بارهای جانبی

بار زلزله

محاسبه وزن ساختمان :

✍ (۶-۷-۲-۴) مبحث ۶

درصد مشارکت بارزنده در محاسبه نیروی جانبی زلزله در بام های شیبدار با شیب کمتر از ۲۰ درصد و برای ساختمان مسکونی و پارکینگ ۲۰ درصد است .

محاسبه وزن بام :

بار مرده کف $= 195 \times 588 = 114660\ kg$

وزن اسکلت سازه $= 37730\ \text{kg}$

وزن دیوار محیطی $= \left(184 \times 2 \times (13 + 15)\right) + \frac{1}{2}\left((13 \times 2 \times 621) + (15 \times 2 \times 752)\right) = 29657kg$

نصف وزن پله $= \frac{1}{2}\left((1.7 \times 2.6 \times 421) + (1.4 \times 2.6 \times 421) + (2.1 \times 2.6 \times 800)\right) = 3880.63\ kg$

بار زنده $= 195 \times 150 = 29250\ kg$

$W_{\text{بام}} = 114660 + 37730 + 29657 + 3880.63 + (0.2 \times 29250) \approx 192\ ton$

محاسبه وزن خرپشته :

وزن بام خرپشته $= 588 \times (5.2 \times 2.8) = 8561.28\ kg$

وزن اسکلت سازه $= 3691\ kg$

وزن دیوار محیطی $= 571 \times 2 \times (5.2 + 2.8) = 9136\ kg$

بار زنده $= 150 \times (2.8 \times 5.2) = 2184\ kg$

$W_{\text{خرپشته}} = 8561.28 + 3691 + 9136 + (0.2 \times 2184) \approx 22\ ton$

✍ (۲-۳-۹) ۲۸۰۰

در صورتی که وزن خرپشته کمتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد ، فقط وزن آن به بام اضافه می شود و باید نیروی شلاقی را برای سازه در نظر گرفت :

$192 \times 0.25 = 48\ > 22$

$W_{\text{کل بام}} = 192 + 22 = 214\ ton$

محاسبه وزن طبقه ۳ :

بار مرده کف $= 195 \times (493 + 100\ ) = 115635\ kg$

وزن اسکلت سازه $= 45570\ kg$

وزن دیوار محیطی $= (13 \times 2 \times 621) + (15 \times 2 \times 752\ ) = 38706\ kg$

وزن پله $= 7761.26\ kg$

بار زنده $= 195 \times 200 = 39000\ kg$

$W_3 = 115635 + 45570 + 38706 + 7761.26 + (0.2 \times 39000) \approx 216\ ton$

محاسبه وزن طبقه ۲ و ۱ :

بار مرده کف $= 195 \times (493 + 100\ ) = 115635\ kg$

وزن اسکلت سازه $= 55320\ kg$

وزن دیوار محیطی $= (13 \times 2 \times 621) + (15 \times 2 \times 752\ ) = 38706\ kg$

وزن پله $= 7761.26\ kg$

بار زنده $= 195 \times 200 = 39000\ kg$

$W_{1\&2} = 115635 + 55320 + 38706 + 7761.26 + (0.2 \times 39000) \approx 225\ ton$

محاسبه وزن پارکینگ :

بار مرده کف $= 195 \times (493 + 100\ ) = 115635\ kg$

وزن اسکلت سازه $= 52890\ kg$

وزن دیوار محیطی $= \frac{1}{2}\big((2 \times 13 \times 514) + (2 \times 15 \times 623)\big) + \frac{1}{2}\big((2 \times 13 \times 621) + (2 \times 15 \times 752)\big) = 35380\ kg$

وزن پله $= 7761.26\ kg$

بار زنده $= 195 \times 200 = 39000\ kg$

$W_{\text{پارکینگ}} = 115635 + 52890 + 35380 + 7761.26 + (0.2 \times 39000) \approx 220\ ton$

کل وزن سازه :

$$\boldsymbol{W_{total} = 214 + 216 + (2 \times 225) + 220 = 1100\ ton}$$

✍ (۶-۷-۲-۵-۶) مبحث ۶

زمان تناوب اصلی نوسان برای قاب های خمشی :

$$T_X = T_Y = 0.07\, H^{\frac{3}{4}} = 0.07 \times (15.4)^{\frac{3}{4}} = 0.54$$

✍ (۶-۷-۲-۵-۳) مبحث ۶

با توجه به این که خرم آباد در درجه بندی خطر نسبی زلزله طبق پیوست ۶-۴ مبحث ششم جزو مناطق پهنا با خطر نسبی زیاد محسوب می شود پس شتاب مبنای طرح برابر است با :

$$A = 30\ \%$$

✍ (۶-۷-۲-۵-۵) مبحث ۶

ضریب بازتاب ساختمان :

نوع زمین $= II$ درجه $\rightarrow T_0 = 0.1 \rightarrow T_s = 0.5 \rightarrow S = 1.5$

$$T_x = T_y \geq T_0 \Longrightarrow 0.54 > 0.5 \Rightarrow B_x = B_y = (1.5 + 1)\left(\frac{0.5}{0.54}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.375$$

✍ (۶-۷-۲-۵-۷) مبحث ۶

ضریب اهمیت ساختمان :

ساختمان با اهمیت متوسط $\rightarrow$ گروه $3 \rightarrow$ ساختمان مسکونی $\rightarrow \mathrm{I} = 1$

✍ (۶-۷-۲-۵-۸) مبحث ۶

ضریب رفتار سازه :

قاب خمشی بتن آرمه متوسط $\longrightarrow R_x = R_y = 7$

محاسبه ضریب زلزله :

$$C_x = C_y = \frac{ABI}{R} = \frac{0.3 \times 2.375 \times 1}{7} = 0.1017$$

محاسبه نیروی برشی پایه :

$$V_x = V_y = C \times W_{total} = 0.1017 \times 1100 \approx 112\ ton$$

$$V_{min} = 0.1 \times AIW = 0.1 \times 0.3 \times 1 \times 1100 = 33 \rightarrow V > V_{min} \quad OK$$

توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان :

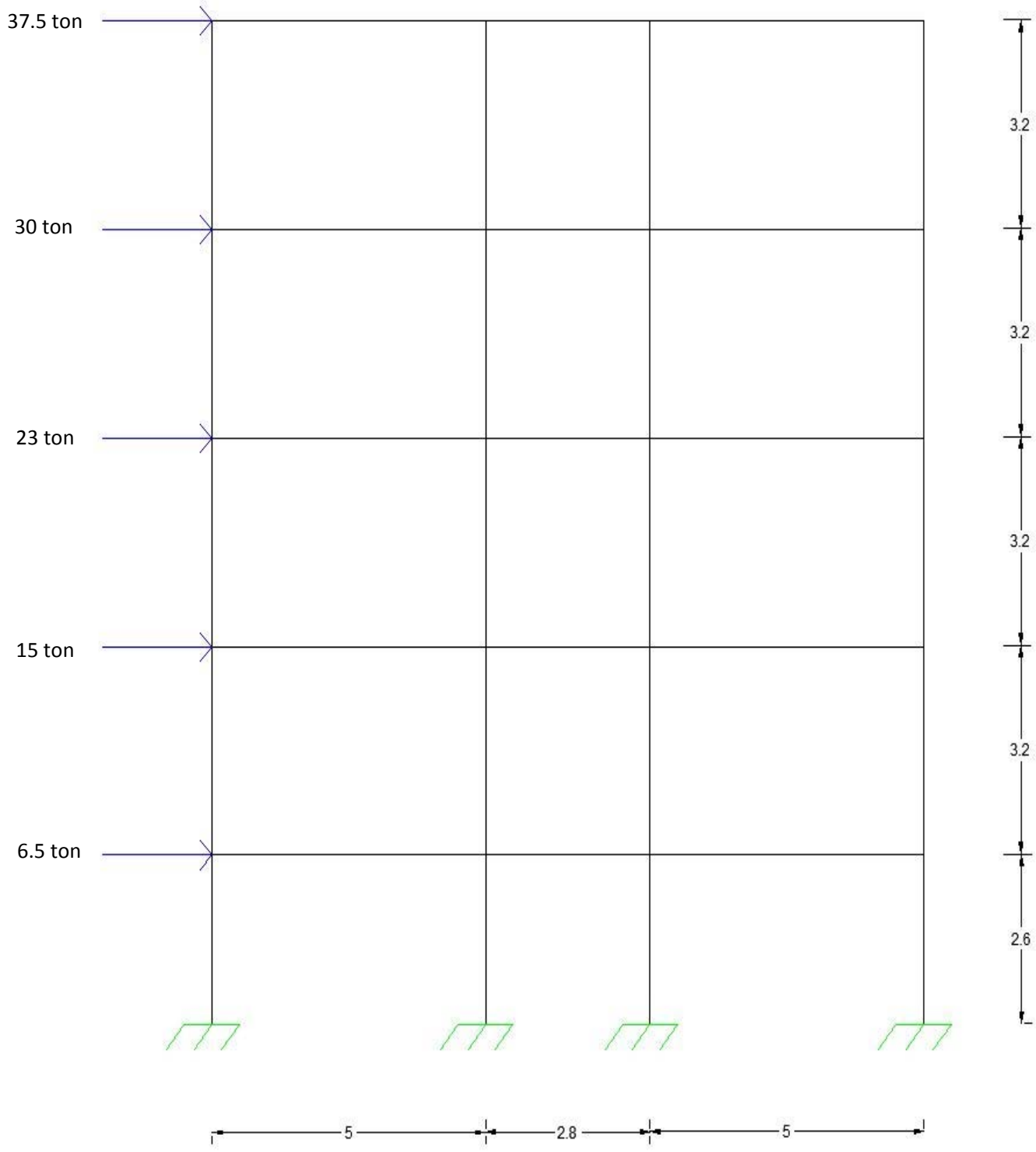
$$F_i = (V - F_t)\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_i h_i}$$

نیروی شلاقی :

$$T = 0.54 \leq 0.7\,\text{sec} \Longrightarrow F_t = 0$$

سقف طبقه	$h_i\ (m)$	$W_i\ (ton)$	$W_i \times h_i$	$F_i\ (ton)$
۵ (بام)	۱۵,۴	۲۱۴	۳۲۹۵,۶	۳۷,۵
۴	۱۲,۲	۲۱۶	۲۶۳۵,۲	۳۰
۳	۹	۲۲۵	۲۰۲۵	۲۳
۲	۵,۸	۲۲۵	۱۳۰۵	۱۵
۱ (پارکینگ)	۲,۶	۲۲۰	۵۷۲	۶,۵
مجموع	-	-	۹۸۳۲,۸	

توزیع نیروی برشی بر روی قاب ۱ :



بار باد

✍ (۶-۶-۳) مبحث ۶

فشار مبنای باد برای خرم آباد : $V = 80\ \frac{km}{h} \Rightarrow q = 0.005(80)^2 = 32$

✍ (۶-۶-۶-۱) مبحث ۶

ضریب اثر تغییر سرعت :

$$0 < \mathrm{H} < 10\ \mathrm{m} \Rightarrow C_e = 1.6(\frac{10}{10})^{0.24} = 1.6$$

$$10\ \mathrm{m} < \mathrm{H} < 15.4\ \mathrm{m} \Rightarrow C_e = 1.6(\frac{15.4}{10})^{0.24} = 1.775$$

✍ (۶-۶-۷-۲) مبحث ۶

ضریب شکل :

$$0 < \mathrm{H} < 10\ \mathrm{m} \Rightarrow C_q = 1.3$$

$$10\ \mathrm{m} < \mathrm{H} < 15.4\ \mathrm{m} \Rightarrow C_q = 1.4$$

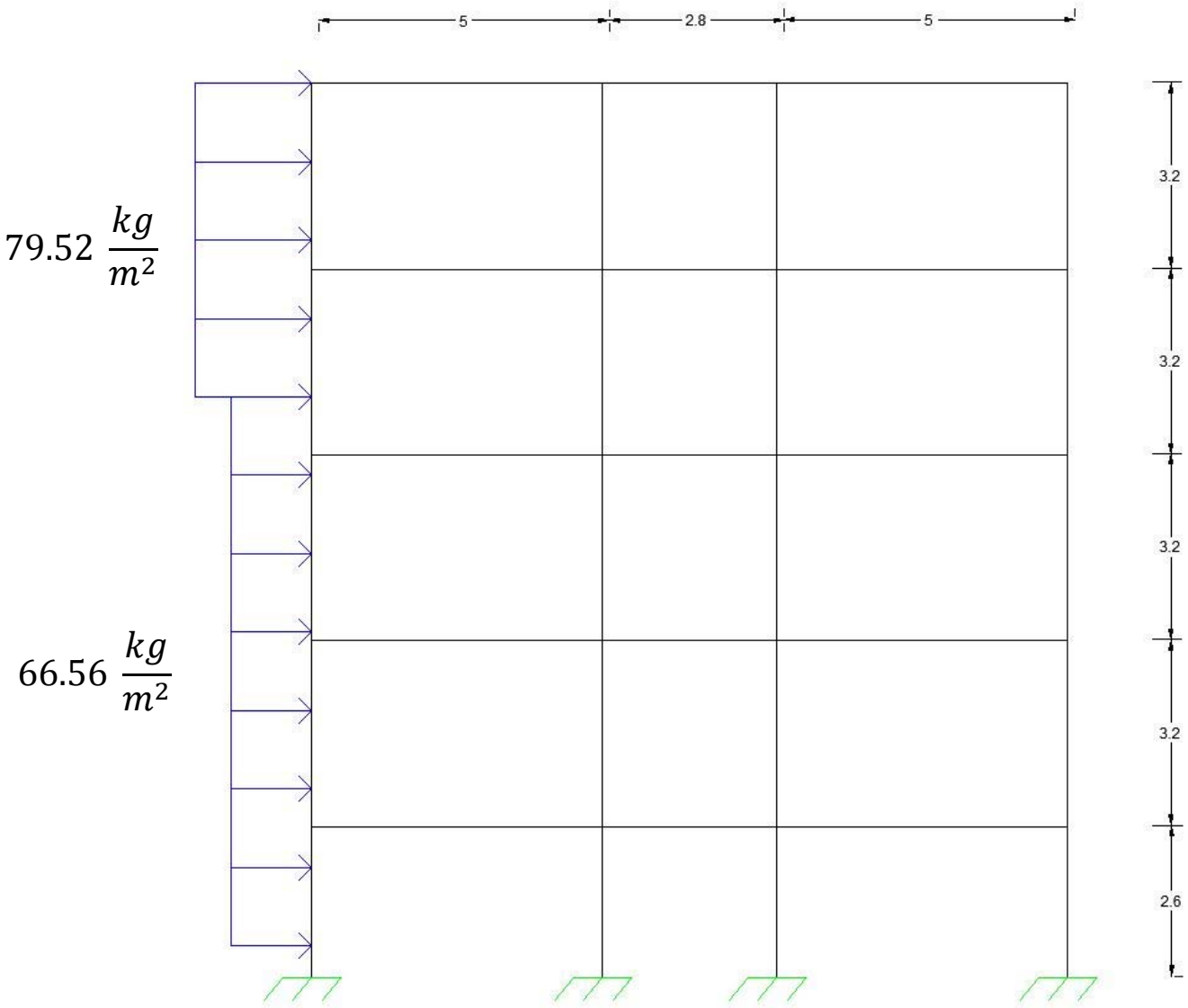
❖ نکته : به دلیل اینکه ساختمان بدون سقف شیب دار و ارتفاع آن کمتر از ۶۰ متر است مقدار باد را فقط برای سطوح رو به باد در نظر می گیریم .

✍ (۶-۶-۵) مبحث ۶

فشار ناشی از باد :

$$0 < \mathrm{H} < 10\ \mathrm{m} \Rightarrow P = C_e \times C_q \times q = 1.6 \times 1.3 \times 32 = 66.56\ \frac{kg}{m^2}$$

$$10\ \mathrm{m} < \mathrm{H} < 15.4\ \mathrm{m} \Rightarrow P = C_e \times C_q \times q = 1.775 \times 1.4 \times 32 = 79.52\ \frac{kg}{m^2}$$



$$y \text{ برش پایه} = 15 \times \big((79.52 \times 5.4) + (66.56 \times 10)\big) = 16.42\ ton$$

$$x \text{ برش پایه} = 13 \times \big((79.52 \times 5.4) + (66.56 \times 10)\big) = 6.44\ ton$$

✍ (۶-۶-۱-۳)

در طراحی اعضای سازه اثر ناشی از بار باد با زلزله جمع نمی شود . کلیه اعضای سازه باید برای اثر هر یک از این دو که بیشتر باشد ، طراحی شوند .

بر اساس محاسبات بالا به راحتی مشاهده می شود که اثر **زلزله** بحرانی تر است .

بخش چهارم

بارگذاری (نرم افزار)

ETABS®

مشخصات نرم افزار :

ProgramName	Version	CurrUnits	MergeTol	UxDOF	UyDOF	UzDOF	RxDOF	RyDOF	RzDOF
ETABS	9.7.0	Kgf-m	0.001	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes

آیین نامه :

CSA-A23.3-94

ترکیب بار ها :

ترکیب بار های عمومی طراحی سازه بتن آرمه :

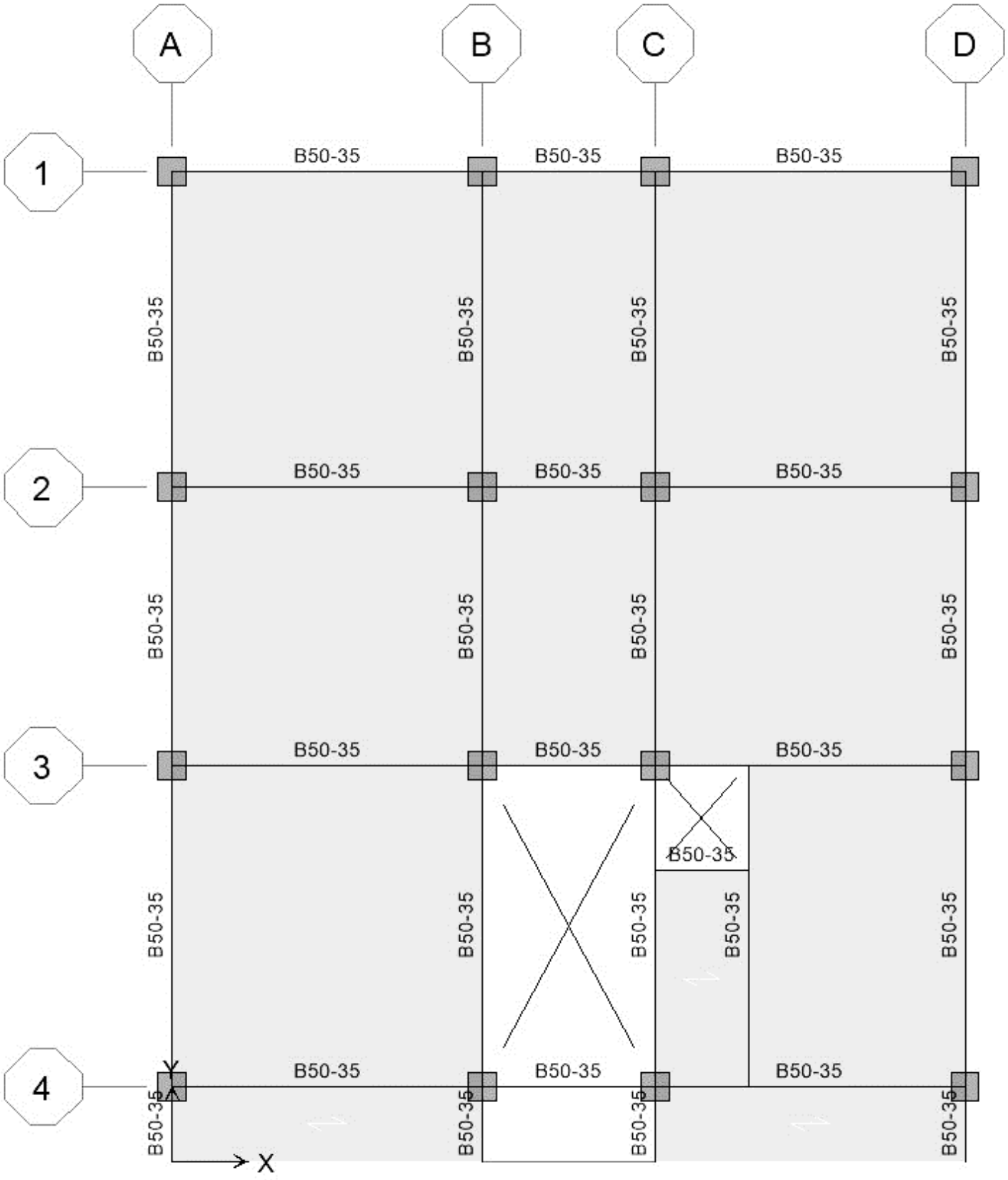
نام ترکیب بار در برنامه	تعداد ترکیب بار	ترکیب بار
DC1	1	1.25(DEAD)
DC2	1	1.25(DEAD)+1.50(LIVE)
DC 3-4	2	(DEAD)+1.20(LIVE)±1.20EX
DC 5-6	2	(DEAD)+1.20(LIVE)±1.20EY
DC 7-8	2	0.85(DEAD)±1.20EX
DC 9-10	2	0.85(DEAD)±1.20EY

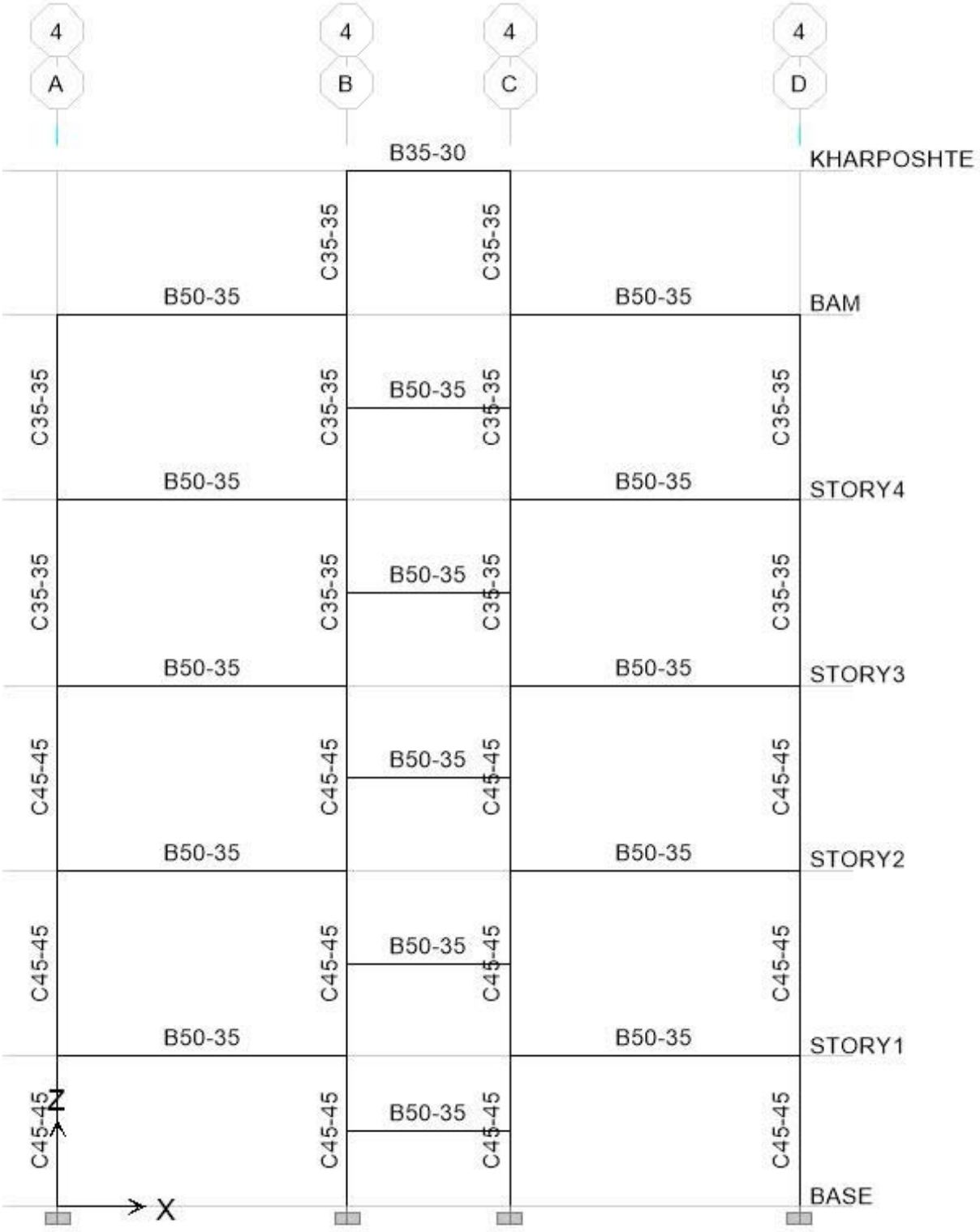
ترکیب بارهای زلزله قائم : به دلیل وجود بالکن در حالت کنسول باید در نظر گرفته شوند .

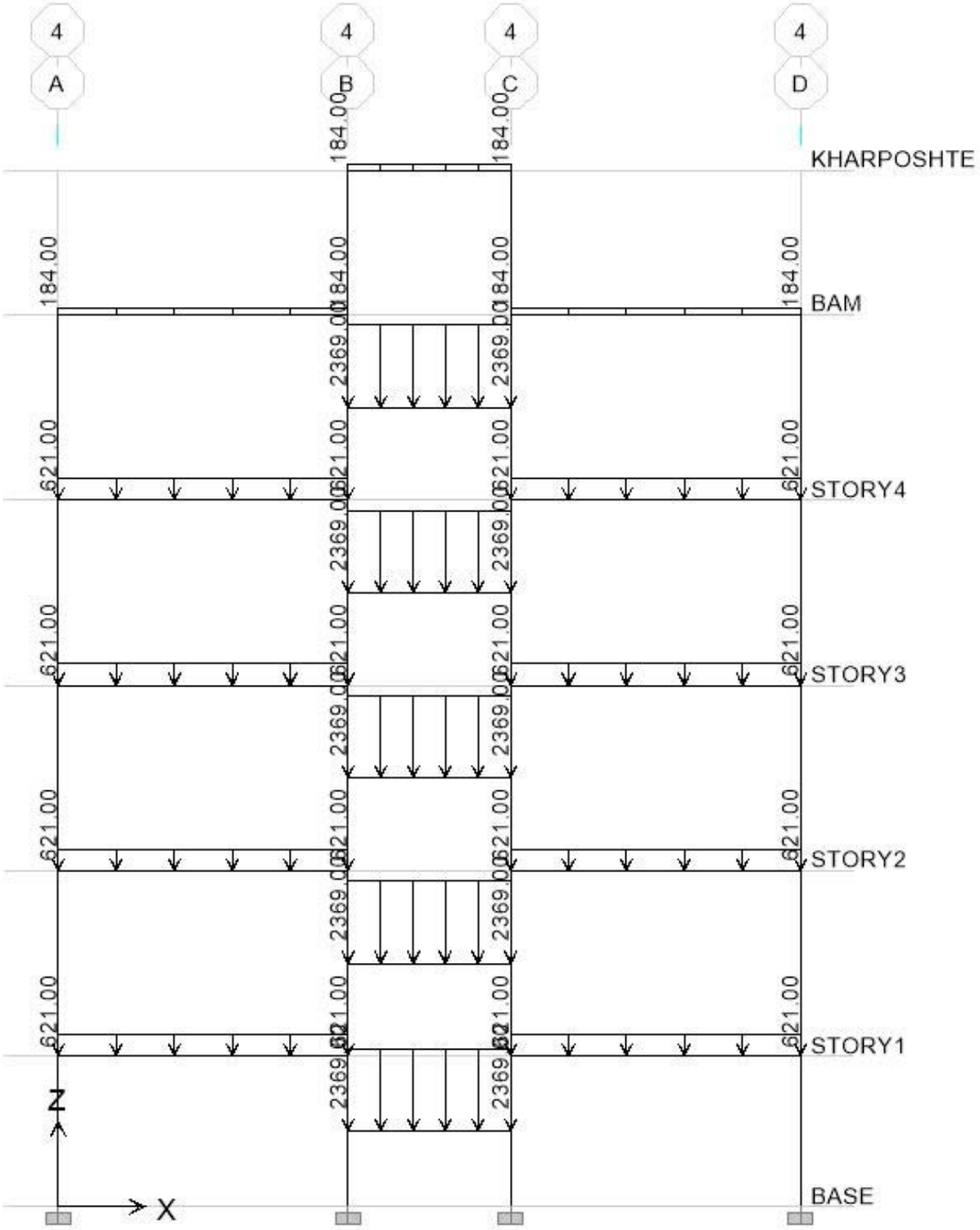
نام ترکیب بار در برنامه	تعداد ترکیب بار	ترکیب بار
DV 1- 4	4	(DEAD)+1.20(LIVE)+0.36EV±1.20EX±0.36EY
DV 5- 8	4	(DEAD)+1.20(LIVE)+0.36EV±1.20EY±0.36EX
DV 9- 12	4	-0.36EV±1.20EX±0.36EY
DV 13- 16	4	-0.36EV±1.20EY±0.36EX
DV 17- 18	4	(DEAD)+1.20(LIVE)+1.20EV±0.36EX
DV 19- 20	4	(DEAD)+1.20(LIVE)+1.20EV±0.36EY
DV 21- 22	4	-1.20EV±0.36EX
DV 23- 24	4	-1.20EV±0.36EY

مقاطع داده شده به نرم افزار :

Section	Element Type	Num Pieces	Total Length	Total Weight
C45-45	Column	48	144	72900
C35-35	Column	36	112.4	34422.5
B50-35	Beam	150	609.5	170964.1
B35-30	Beam	4	16	2682.75


A
B
C
D
1
2
3
4
B50-35
X
Y

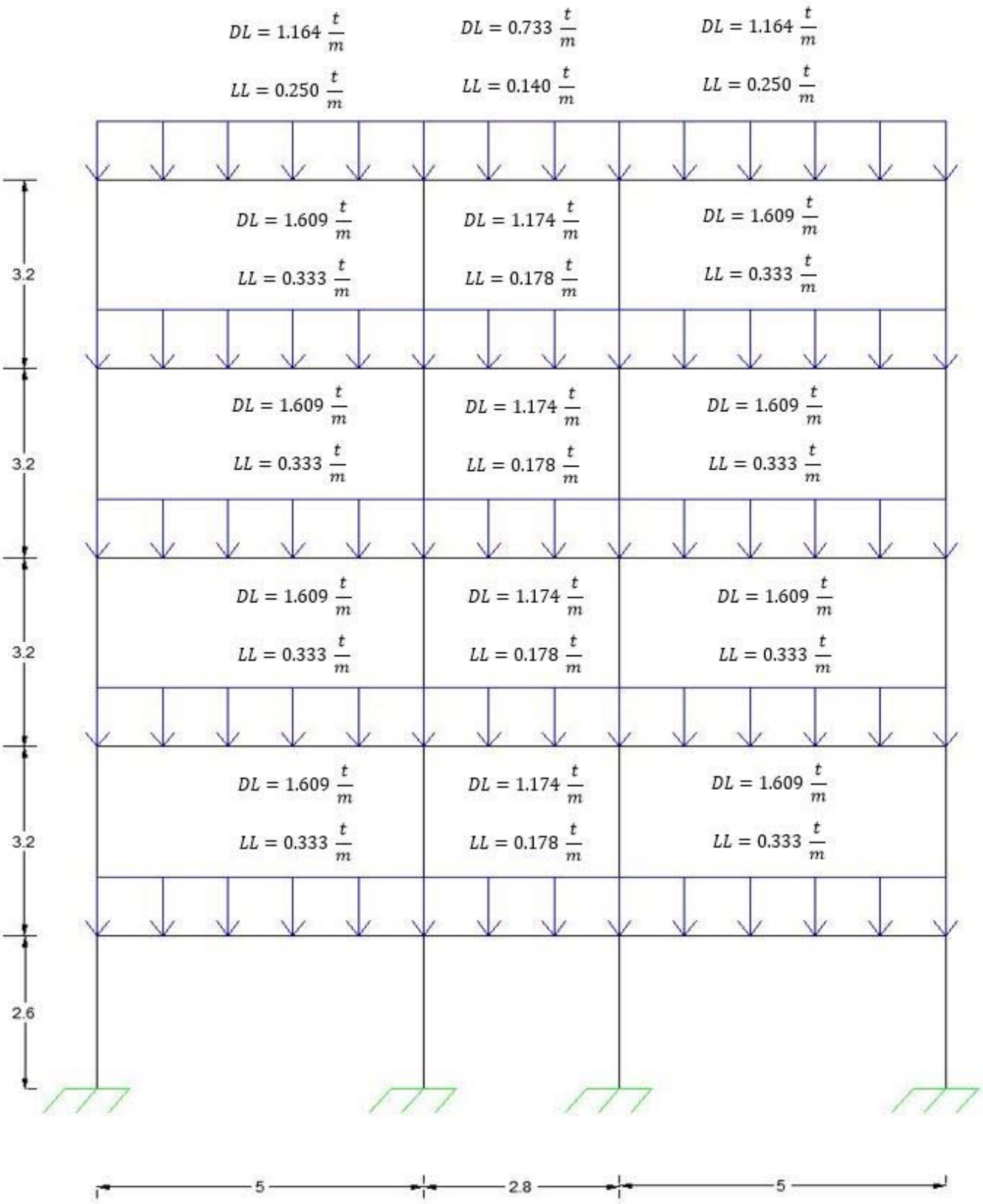

4
A
4
B
4
C
4
D
B35-30
KHARPOSHTE
C35-35
C35-35
B50-35
B50-35
BAM
C35-35
C35-35
B50-35
C35-35
B50-35
B50-35
STORY4
C35-35
C35-35
B50-35
C35-35
B50-35
B50-35
STORY3
C45-45
C45-45
B50-35
C45-45
B50-35
B50-35
STORY2
C45-45
C45-45
B50-35
C45-45
B50-35
B50-35
STORY1
C45-45
C45-45
B50-35
C45-45
B50-35
Z
X
BASE


4
A
4
B
4
C
4
D
184.00
184.00
KHARPOSHTE
184.00
184.00
184.00
184.00
BAM
2369.00
2369.00
621.00
621.00
621.00
STORY4
2369.00
2369.00
621.00
621.00
621.00
STORY3
2369.00
2369.00
621.00
621.00
621.00
STORY2
2369.00
2369.00
621.00
621.00
621.00
STORY1
2369.00
2369.00
Z
X
BASE

بخش پنجم

تحلیل (دستی)

تحلیل دستی به روش ۰,۱ دهانه :



برای بار مرده :

تیرهای بام :

1-2)

$$M+= 0.08 \times 1.164 \times 5^2 = 2.328$$

$$M-= 0.045 \times 1.164 \times 5^2 = 1.3095$$

$$V = 0.5 \times 1.164 \times 5 = 2.91$$

2-3)

$$M+= 0.08 \times 0.733 \times 2.8^2 = 0.4597376$$

$$M-= 0.045 \times 0.733 \times 2.8^2 = 0.2586024$$

$$V = 0.5 \times 0.733 \times 2.8 = 1.0262$$

3-4)

$$M+= 0.08 \times 1.164 \times 5^2 = 2.328$$

$$M-= 0.045 \times 1.164 \times 5^2 = 1.3095$$

$$V = 0.5 \times 1.164 \times 5 = 2.91$$

تیرهای طبقات :

1-2)

$$M+= 0.08 \times 1.609 \times 5^2 = 3.218$$

$$M-= 0.045 \times 1.609 \times 5^2 = 1.810125$$

$$V = 0.5 \times 1.609 \times 5 = 4.0225$$

2-3)

$$M+= 0.08 \times 1.174 \times 2.8^2 = 0.7363328$$

$$M-= 0.045 \times 1.174 \times 2.8^2 = 0.4141872$$

$$V = 0.5 \times 1.174 \times 2.8 = 1.6436$$

3-4) $M+= 0.08 \times 1.609 \times 5^2 = 3.218$

$M-= 0.045 \times 1.609 \times 5^2 = 1.810125$

$V = 0.5 \times 1.609 \times 5 = 4.0225$

ستون ها :

1-1) P=2.91

M=1.3095

1-2) P=2.91+1.0262=3.9362

M=-1.3095+0.2586024=-1.0508976

1-3) P=2.91+1.0262=3.9362

M=1.3095-0.2586024=1.0508976

1-4) P=2.91

M=-1.3095

2-1) P=2.91+4.0225=6.9325

M=1.3095+10810125=3.119625

2-2) P=1.6436+4.0225+3.9362=9.6023

M=-1.810125-1.0508976+0.4141872=-2.4468354

2-3) P=1.6436+3.9362+4.0225=9.6023

M=1.0508976+1.810125-0.4141872=2.446835

2-4) P=2.91+4.0225=6.9325

M=-1.3095-1.810125=-3.119625

3-1) P=6.9325+4.0225=10.955

M=3.119625+1.810125=4.92975

3-2) P=9.6023+4.0225+1.6436=15.2684

M=-2.4468354-1.810125+0.4141872=-3.8427732

3-3) P=9.6023+4.0225+1.6436=15.2684

M=-2.4468354-1.810125+0.4141872=-3.8427732

3-4) P=6.9325+4.0225=10.955

M=-3.119625-1.810125=-4.92975

4-1) P=10.955+4.0225=14.9775

M=1.810125+4.92975=6.739875

4-2) P=15.2684+4.0225+1.6436=20.9345

M=-3.8427732-1.810125+0.4141872=-5.23871

4-3) P=15.2684+4.0225+1.6436=20.9345

M=3.8427732+1.810125-0.4141872=5.238711

4-4) P=10.955+4.0225=14.9775

M=-4.92975-1.810125=-6.739875

5-1) P=14.9775+4.0225=19

M=6.739875+1.810125=8.55

5-2) P=20.9345+4.0225+1.6436=26.6006

M=-5.238711-1.810125+0.141872=-6.6346488

5-3) P=20.9345+4.0225+1.6436=26.6006

M=5.238711+1.810125-0.141872=6.6346488

5-4) P=14.9775+4.0225=19

M=-6.739875-1.810125=-8.55

برای بار زنده :

تیرهای بام :

1-2)

$$M+= 0.08 \times 0.250 \times 5^2 = 0.5$$

$$M-= 0.045 \times 0.250 \times 5^2 = 0.28125$$

$$V = 0.5 \times 0.250 \times 5 = 0.625$$

2-3)

$$M+= 0.08 \times 0.140 \times 2.8^2 = 0.049392$$

$$M-= 0.045 \times 0.140 \times 2.8^2 = 0.087808$$

$$V = 0.5 \times 0.140 \times 2.8 = 0.196$$

3-4)

$$M+= 0.08 \times 0.250 \times 5^2 = 0.5$$

$$M-= 0.045 \times 0.250 \times 5^2 = 0.2815$$

$$V = 0.5 \times 0.250 \times 5 = 0.28125$$

تیرهای طبقات :

1-2)

$$M+= 0.08 \times 0.333 \times 5^2 = 0.666$$

$$M-= 0.045 \times 0.333 \times 5^2 = 0.374625$$

$$V = 0.5 \times 0.333 \times 5 = 0.8325$$

2-3)

$$M+= 0.08 \times 0.178 \times 2.8^2 = 0.1116416$$

$$M-= 0.045 \times 0.178 \times 2.8^2 = 0.0627984$$

$$V = 0.5 \times 0.178 \times 2.8 = 0.2492$$

3-4)

$$M+= 0.08 \times 0.333 \times 5^2 = 0.666$$

$$M-= 0.045 \times 0.333 \times 5^2 = 0.374625$$

$$V = 0.5 \times 0.333 \times 5 = 0.8325$$

ستون ها :

1-1) P=0.625
M=0.28125

1-2) P=0.625+0.196=0.821
M=-0.28125+0.049392=-0.231858

1-3) P=0.625+0.196=0.821
M=0.28125-0.049392=0.231858

1-4) P=0.625
M=-0.28125

2-1) P=0.625+0.8325=1.4575

M=0.28125+0.374625=0.655875

2-2) P=0.8325+0.2492+0.821=1.9027

M=-0.231858-0.374625+0.0627984=-0.5436846

2-3) P=0.8325+0.2492+0.821=1.9027

M=0.231858+0.374625-0.0627984=0.5436846

2-4) P=0.625+0.8325=1.4575

M=-0.28125-0.374625=-0.655875

3-1) P=1.4575+0.8325=2.29

M=0.655875+0.374625=1.0305

3-2) P=1.9027+0.8325+0.2492=2.9844

M=-0.5436846-0.374625+0.0627984=-0.8555112

3-3) P=1.9027+0.8325+0.2492=2.9844

M=0.5436846+0.374625-0.0627984=0.8555112

3-4) P=1.4575+0.8325=2.29

M=-0.655875-0.374625=1.0305

4-1) P=2.29+0.8325=3.1225

M=1.0305+0.374625=1.405125

4-2) P=2.9844+0.8325+0.2492=4.0661

M=-0.374625-0.8555112+0.0627984=-1.1673378

4-3) P=2.9844+0.8325+0.2492=4.0661

M=0.374625+0.8555112-0.0627984=1.673378

4-4) P=2.29+0.8325=3.1225

M=-1.0305-0.374625=-1.405125

5-1) P=3.125+0.8325=3.955

M=1.405125+0.374625=1.77975

5-2) P=4.0661+0.8325+0.2492=5.1478

M=-0.374625-1.1673378+0.0627984=-1.4791644

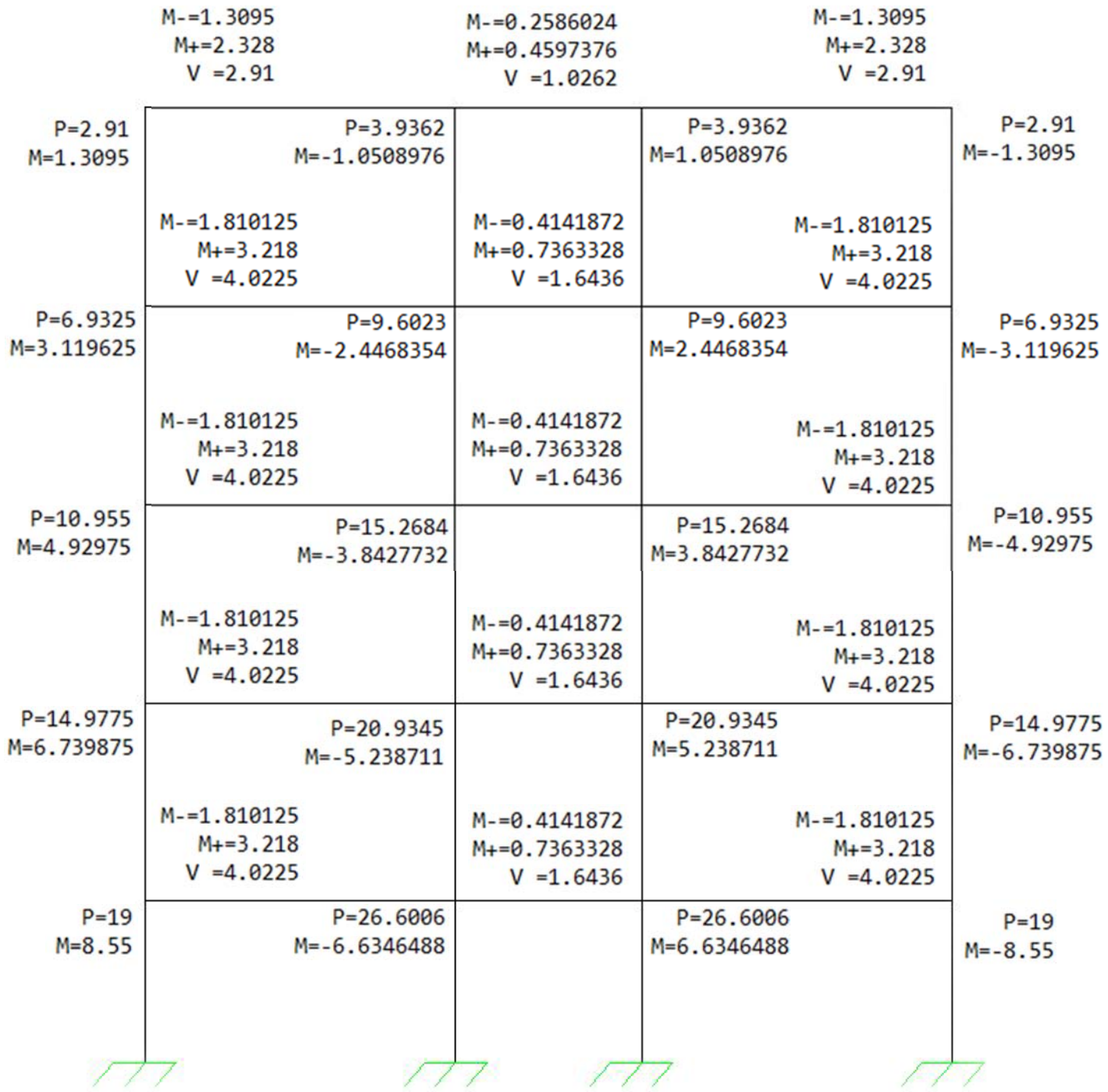
5-3) P=4.0661+0.8325+0.2492=5.1478

M=0.374625+1.1673378-0.0627984=1.4791644

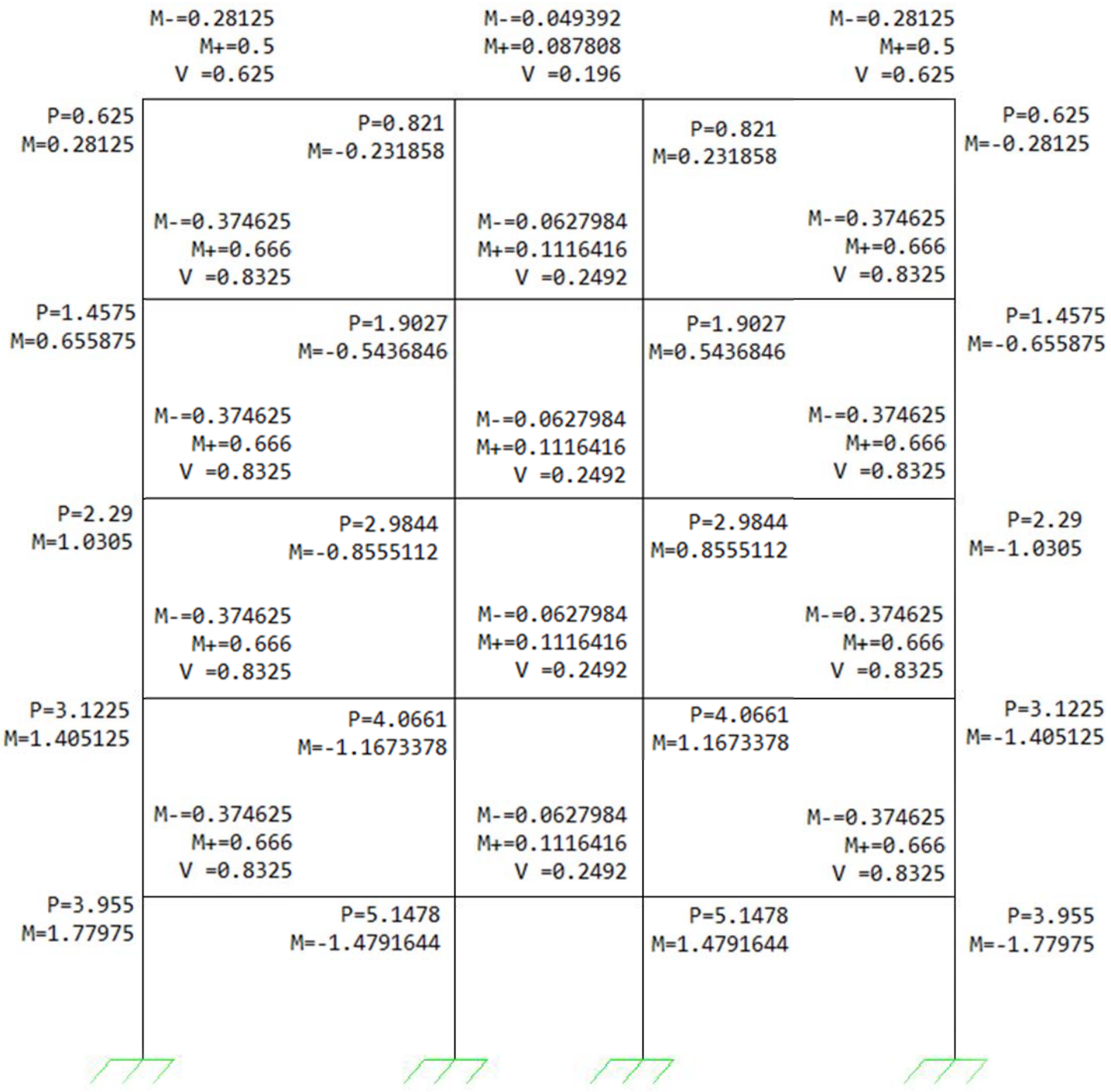
5-4) P=3.125+0.8325=3.955

M=-1.405125-0.374625=-1.77975

بار مرده :


M-=1.3095
M+=2.328
V =2.91
M-=0.2586024
M+=0.4597376
V =1.0262
M-=1.3095
M+=2.328
V =2.91
P=2.91
M=1.3095
P=3.9362
M=-1.0508976
P=3.9362
M=1.0508976
P=2.91
M=-1.3095
M-=1.810125
M+=3.218
V =4.0225
M-=0.4141872
M+=0.7363328
V =1.6436
M-=1.810125
M+=3.218
V =4.0225
P=6.9325
M=3.119625
P=9.6023
M=-2.4468354
P=9.6023
M=2.4468354
P=6.9325
M=-3.119625
M-=1.810125
M+=3.218
V =4.0225
M-=0.4141872
M+=0.7363328
V =1.6436
M-=1.810125
M+=3.218
V =4.0225
P=10.955
M=4.92975
P=15.2684
M=-3.8427732
P=15.2684
M=3.8427732
P=10.955
M=-4.92975
M-=1.810125
M+=3.218
V =4.0225
M-=0.4141872
M+=0.7363328
V =1.6436
M-=1.810125
M+=3.218
V =4.0225
P=14.9775
M=6.739875
P=20.9345
M=-5.238711
P=20.9345
M=5.238711
P=14.9775
M=-6.739875
M-=1.810125
M+=3.218
V =4.0225
M-=0.4141872
M+=0.7363328
V =1.6436
M-=1.810125
M+=3.218
V =4.0225
P=19
M=8.55
P=26.6006
M=-6.6346488
P=26.6006
M=6.6346488
P=19
M=-8.55

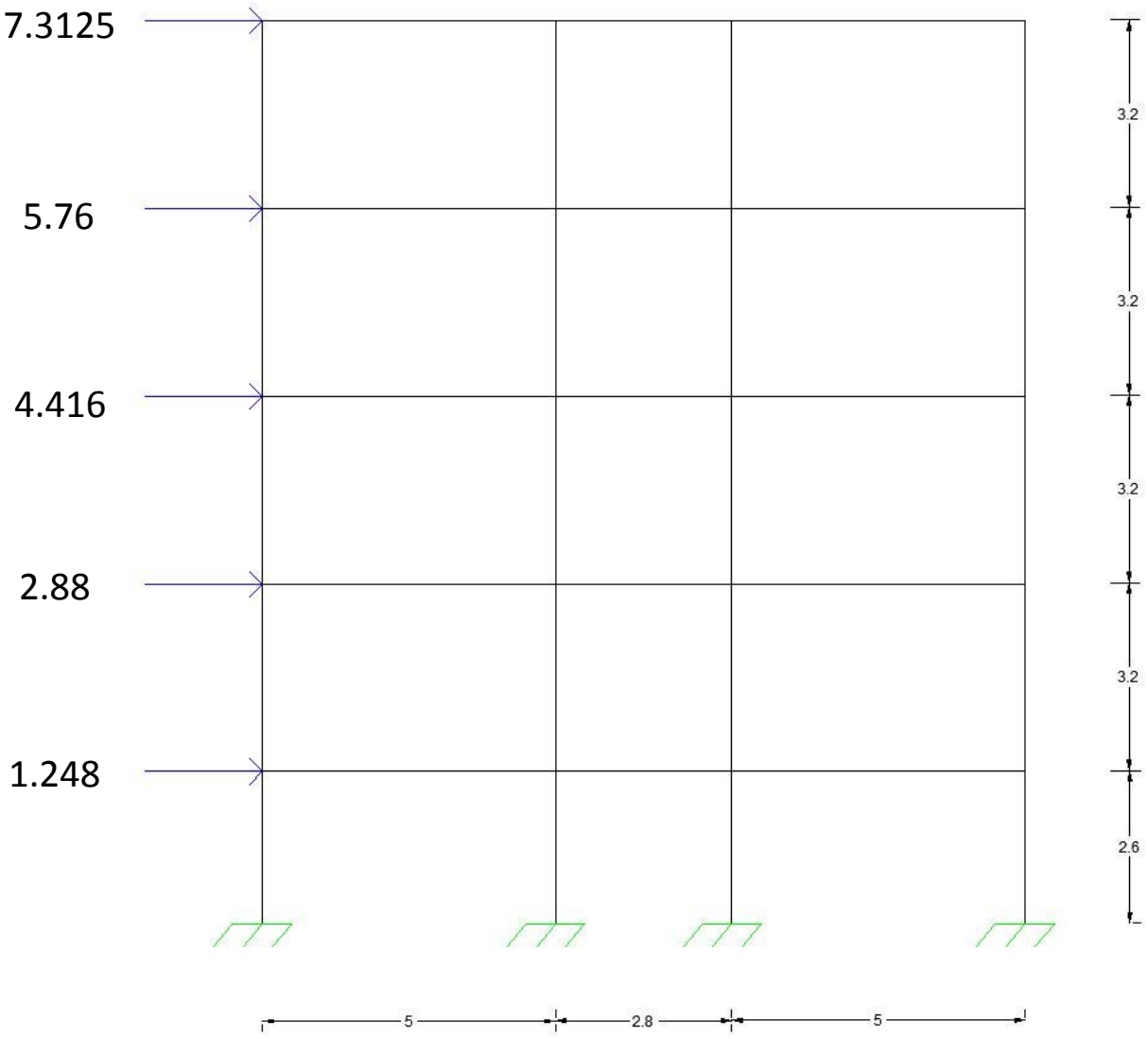
بار زنده :


M-=0.28125
M+=0.5
V =0.625
M-=0.049392
M+=0.087808
V =0.196
M-=0.28125
M+=0.5
V =0.625
P=0.625
M=0.28125
P=0.821
M=-0.231858
P=0.821
M=0.231858
P=0.625
M=-0.28125
M-=0.374625
M+=0.666
V =0.8325
M-=0.0627984
M+=0.1116416
V =0.2492
M-=0.374625
M+=0.666
V =0.8325
P=1.4575
M=0.655875
P=1.9027
M=-0.5436846
P=1.9027
M=0.5436846
P=1.4575
M=-0.655875
M-=0.374625
M+=0.666
V =0.8325
M-=0.0627984
M+=0.1116416
V =0.2492
M-=0.374625
M+=0.666
V =0.8325
P=2.29
M=1.0305
P=2.9844
M=-0.8555112
P=2.9844
M=0.8555112
P=2.29
M=-1.0305
M-=0.374625
M+=0.666
V =0.8325
M-=0.0627984
M+=0.1116416
V =0.2492
M-=0.374625
M+=0.666
V =0.8325
P=3.1225
M=1.405125
P=4.0661
M=-1.1673378
P=4.0661
M=1.1673378
P=3.1225
M=-1.405125
M-=0.374625
M+=0.666
V =0.8325
M-=0.0627984
M+=0.1116416
V =0.2492
M-=0.374625
M+=0.666
V =0.8325
P=3.955
M=1.77975
P=5.1478
M=-1.4791644
P=5.1478
M=1.4791644
P=3.955
M=-1.77975

تحلیل دستی به روش پرتال :

ابتدا باید برش هرطبقه را به نسبت سطح بارگیر بین قاب ها تقسیم کنیم و چون درصد نیروی وارده به قاب ۱ بیشتر از قاب A می باشد این قاب بحرانی تر است :

$$\text{درصد نیروی وارده به قاب } 1 = \frac{\text{طول بارگیر}}{\text{طول کل}} \times 100 = \frac{2.5}{5+2.8+5} \times 100 = 19.5\ \%$$



ستون ها :

1-1) V=7.3125(2.5/(5+2.8+5))=1.428
M=1.428(1.6)=2.285
2-1) V=7.3125((2.5+1.4)/(5+2.8+5))=2.228
M=2.228(1.6)=3.565
3-1) V=7.3125((2.5+1.4)/(5+2.8+5))=2.228
M=2.228(1.6)=3.565
4-1) V=7.3125(2.5/(5+2.8+5))=1.428
M=1.428(1.6)=2.285

1-2) V=5.76(2.5/(5+2.8+5))+1.428=2.553
M=2.553(1.6)=4.085
2-2) V=5.76((2.5+1.4)/(5+2.8+5))+2.228=3.983
M=3.983(1.6)=5.465
3-2) V=5.76((2.5+1.4)/(5+2.8+5))+2.228=3.983
M=3.983(1.6)=5.465
4-2) V=5.76(2.5/(5+2.8+5))+1.428=2.553
M=2.553(1.6)=4.085

1-3) V=4.416(2.5/(5+2.8+5)+2.553=3.416
M=5.329(1.6)=5.465
2-3) V=4.416((2.5+1.4)/(5+2.8+5))+3.983=5.329
M=5.329(1.6)=8.526
3-3) V=4.416((2.5+1.4)/(5+2.8+5))+3.983=5.329
M=5.329(1.6)=8.526
4-3) V=4.416(2.5/(5+2.8+5)+2.553=3.416
M=5.329(1.6)=5.465

1-4) V=2.88(2.5/(5+2.8+5))+3.416=3.978
M=3.978(1.6)=6.365
2-4) V=2.88((2.5+1.4)/(5+2.8+5))5.329=6.206
M=6.206(1.6)=9.930

3-4) V=2.88((2.5+1.4)/(5+2.8+5))5.329=6.206
M=6.206(1.6)=9.930
4-4) V=2.88(2.5/(5+2.8+5))+3.416=3.978
M=3.978(1.6)=6.365

1-5) V=1.248(2.5/(5+2.8+5))+3.978=4.222
M=4.222(1.3)=5.489
2-5) V=1.248((2.5+1.4)/(5+2.8+5))+5.329=6.586
M=6.586(1.3)=8.562
3-5) V=1.248((2.5+1.4)/(5+2.8+5))+5.329=6.586
M=6.586(1.3)=8.562
4-5) V=1.248(2.5/(5+2.8+5))+3.978=4.222
M=4.222(1.3)=5.489

تیرها :

1)

1-2) M=2.285 , V=2.285/2.5=0.914

2-3) M=3.565-2.285=1.280 , V=1.280/1.4=0.914

3-4) M=3.565-1.280=2.285 , V=2.285/2.5=0.914

2)

1-2) M=2.285+4.085=6.370 , V=6.370/2.5=2.548

2-3) M=6.373-6.370+3.565=3.567 , V=3.567/1.4=2.548

3-4) M=6.373-3.567+3.565=6.370 , V=6.370/2.5=2.548

3)

1-2) M=4.085+5.465=9.550 , V=9550/2.5=3.820

2-3) M=8.526-9.550+6.373=5.348 , V=5.348/1.4=3.820

3-4) M=8.526-5.348+6.373=9.550 , V=9.550/2.5=3.820

4)

1-2) M=5.465+6.365=11.830 , V=11.830/2.5=4.732

2-3) M=9.930-11.830+8.526=6.625 , V=6.625/1.4=4.732

3-4) M=9.930-6.625+8.526=11.830 , V=11.830/2.5=4.732

5)

1-2) M=6.365+5.489=11.854 , V=11.854/2.5=4.741

2-3) M=8.562-11.854+9.930=6.638 , V=6.638/1.4=4.741

3-4) M=8.562-6.638+9.930=11.854 , V=11.854/2.5=4.741

بار محوری ستون A-1 و D-1 :

1) P=0.914

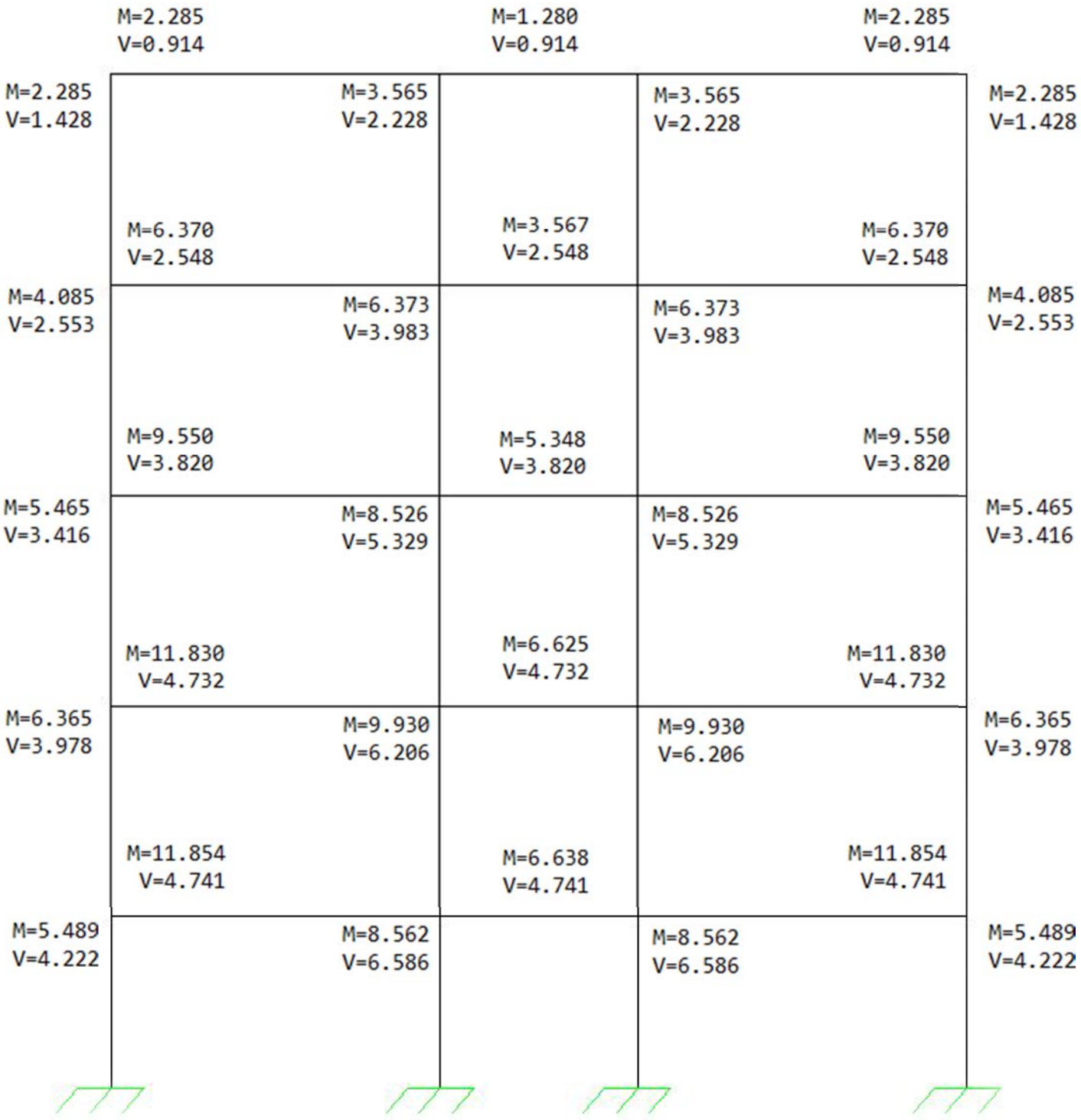
2) P=0.914+2.548=3.462

3) P=3.416+3.462=6.878

4) P=3.978+6.878=10.856

5) P= 4.222+10.856=15.078

بار زلزله :


M=2.285
V=0.914
M=1.280
V=0.914
M=2.285
V=0.914
M=2.285
V=1.428
M=3.565
V=2.228
M=3.565
V=2.228
M=2.285
V=1.428
M=6.370
V=2.548
M=3.567
V=2.548
M=6.370
V=2.548
M=4.085
V=2.553
M=6.373
V=3.983
M=6.373
V=3.983
M=4.085
V=2.553
M=9.550
V=3.820
M=5.348
V=3.820
M=9.550
V=3.820
M=5.465
V=3.416
M=8.526
V=5.329
M=8.526
V=5.329
M=5.465
V=3.416
M=11.830
V=4.732
M=6.625
V=4.732
M=11.830
V=4.732
M=6.365
V=3.978
M=9.930
V=6.206
M=9.930
V=6.206
M=6.365
V=3.978
M=11.854
V=4.741
M=6.638
V=4.741
M=11.854
V=4.741
M=5.489
V=4.222
M=8.562
V=6.586
M=8.562
V=6.586
M=5.489
V=4.222

بخش ششم

تحلیل (نرم افزار)

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
KHARPOSHTE	D1	1829.838	1829.838	6.4	3.8	1829.838	1829.838	6.4	3.8	6.456	5.4
BAM	D1	21365.7	21365.7	6.413	8.142	23195.54	23195.54	6.412	7.799	6.482	8.205
STORY4	D1	21126.04	21126.04	6.413	8.012	44321.58	44321.58	6.412	7.9	6.48	8.29
STORY3	D1	21570.06	21570.06	6.413	8.026	65891.64	65891.64	6.412	7.941	6.48	8.445
STORY2	D1	22092.16	22092.16	6.412	8.04	87983.79	87983.79	6.412	7.966	6.464	8.436
STORY1	D1	21844.37	21844.37	6.413	8.033	109828.2	109828.2	6.412	7.98	6.438	8.437

وزن سازه :

$$W = 109828.2 \times 9.8 \approx 1076320\ kg = 1076.32\ ton$$

مرکز جرم :

XCM = 6.413 m , YCM = 8.033 m

مرکز سختی :

XCR = 6.438 m , YCM = 8.437 m

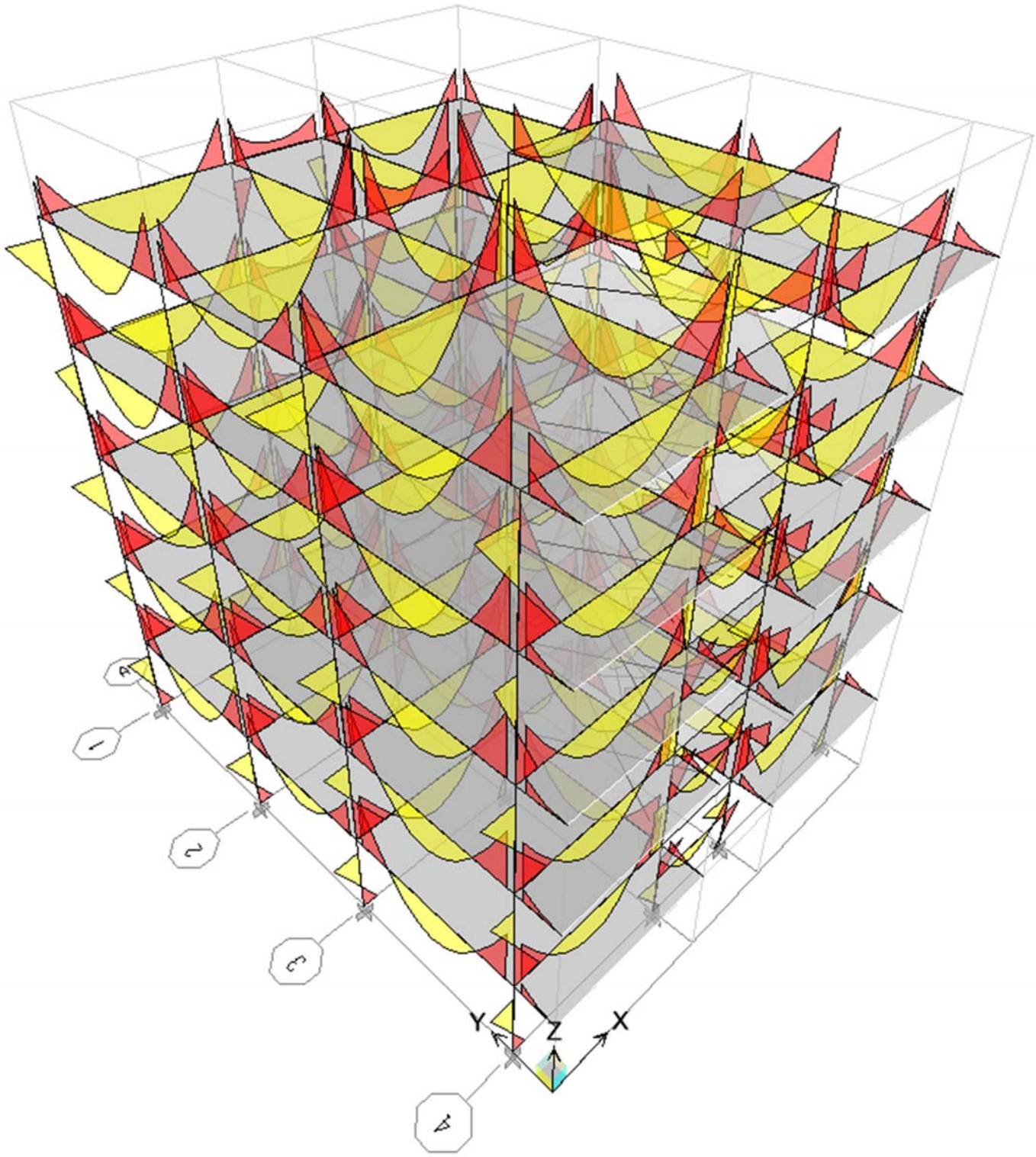
✍ (۶-۷-۲-۵-۱۰-۴) مبحث ۶

در ساختمان های تا ۵ طبقه و یا کوتاهتر از هجده متر از هجده متر ، در مواردی که فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر یک از دو امتداد کمتر باشد ، محاسبه ساختمان در برابر لنگر پیچشی الزامی نیست .

✍ (۶-۷-۱-۸) مبحث ۶

چنانچه مقدار برون از مرکزیت در هر جهت از ۲۰ درصد کمتر باشد سازه منظم است . پس در این پروژه خروج از مرکزیت اتفاقی نداریم و سازه منظم است .

نیروهای وارد بر ساختمان :



کنترل تغییر مکان جانبی :

$$T_X = T_Y = 0.54 \leq 0.07$$

$$R_X = R_Y = 7$$

$$Drift\ X = Drift\ Y = \frac{0.0357}{7} = 0.0051$$

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
KHARPOSHTE	Diaph D1 X	EX	15	5	1.2	17.9	0.001135	
KHARPOSHTE	Diaph D1 Y	EX	15	5	1.2	17.9		0.000059
KHARPOSHTE	Diaph D1 X	EY	15	5	1.2	17.9	0.000025	
KHARPOSHTE	Diaph D1 Y	EY	15	5	1.2	17.9		0.001055
BAM	Diaph D1 X	EX	51	12.8	0	15.4	0.002376	
BAM	Diaph D1 Y	EX	48	0	0	15.4		0.000077
BAM	Diaph D1 X	EY	51	12.8	0	15.4	0.000029	
BAM	Diaph D1 Y	EY	48	0	0	15.4		0.002649
STORY4	Diaph D1 X	EX	51	12.8	0	12.2	0.003854	
STORY4	Diaph D1 Y	EX	48	0	0	12.2		0.000089
STORY4	Diaph D1 X	EY	51	12.8	0	12.2	0.000043	
STORY4	Diaph D1 Y	EY	48	0	0	12.2		0.004418
STORY3	Diaph D1 X	EX	51	12.8	0	9	0.003854	
STORY3	Diaph D1 Y	EX	8	0	10.9	9		0.000226
STORY3	Diaph D1 X	EY	51	12.8	0	9	0.000049	
STORY3	Diaph D1 Y	EY	48	0	0	9		0.004166
STORY2	Diaph D1 X	EX	51	12.8	0	5.8	0.003904	

STORY2	Diaph D1 Y	EX	48	0	0	5.8		0.000225
STORY2	Diaph D1 X	EY	51	12.8	0	5.8	0.000041	
STORY2	Diaph D1 Y	EY	48	0	0	5.8		0.004189
STORY1	Diaph D1 X	EX	16	0	1.2	2.6	0.002106	
STORY1	Diaph D1 Y	EX	16	0	1.2	2.6		0.000131
STORY1	Diaph D1 X	EY	16	0	1.2	2.6	0.000016	
STORY1	Diaph D1 Y	EY	16	0	1.2	2.6		0.002223

همان طور که پیداست مقدار دریفت در هر دو جهت x و y در کلیه حالات بار جانبی و در تمام طبقات از مقدار مجاز ۰,۰۰۵۱ کمتر خواهد بود و سازه در هر دو جهت x و y مشکلی نخواهد داشت .

کنترل سازه در برابر واژگونی :

$W_X = W_Y = 1076.32\ ton$

مرکز جرم در جهت X $X_{CCM} = 6.412\ m$

مرکز جرم در جهت Y $Y_{CCM} = 7.98\ m$

بعد سازه در جهت X $= 12.8\ m$

بعد سازه در جهت Y $= 14.8\ m$

با فرض عدم بیرون زدگی پی :

X لنگر مقاوم جهت $MR_X = 1076.32 \times (12.8 - 6.412) = 6875.532$ m

Y لنگر مقاوم جهت $MR_Y = 1076.32 \times (14.8 - 7.98) = 7340.502$ m

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
KHARPOSHTE	EX	Top	0	-3592.83	0	13652.75	0	0
KHARPOSHTE	EX	Bottom	0	-3592.83	0	13652.75	-0.125	-9035.04
KHARPOSHTE	EY	Top	0	0	-3592.83	-22994.1	0	0
KHARPOSHTE	EY	Bottom	0	0	-3592.83	-22994.1	9035.572	0.012
BAM	EX	Top	0	-39684.6	0	307495.8	-0.125	-9035.04
BAM	EX	Bottom	0	-39684.6	0	307494.5	-3.298	-137778
BAM	EY	Top	0	0	-39684.6	-254437	9035.572	0.012
BAM	EY	Bottom	0	0	-39684.6	-254437	138035.2	4.053
STORY4	EX	Top	0	-67956.1	0	534002.1	-3.298	-137778
STORY4	EX	Bottom	0	-67956.1	0	534000.8	-11.742	-360596
STORY4	EY	Top	0	0	-67956.1	-435741	138035.2	4.053
STORY4	EY	Bottom	0	0	-67956.1	-435741	361756.9	13.369
STORY3	EX	Top	0	-89250.5	0	704903.6	-11.742	-360596
STORY3	EX	Bottom	0	-89250.5	0	704902.5	-24.139	-653751
STORY3	EY	Top	0	0	-89250.5	-572295	361756.9	13.369
STORY3	EY	Bottom	0	0	-89250.5	-572295	656062	26.927
STORY2	EX	Top	0	-103306	0	817904.8	-24.139	-653751
STORY2	EX	Bottom	0	-103306	0	817904.5	-38.091	-994516
STORY2	EY	Top	0	0	-103306	-662422	656062	26.927
STORY2	EY	Bottom	0	0	-103306	-662422	998297.4	41.459
STORY1	EX	Top	0	-109536	0	867951.1	-38.091	-994516
STORY1	EX	Bottom	0	-109536	0	867950.9	-44.315	-1284893
STORY1	EY	Top	0	0	-109536	-702372	998297.4	41.459
STORY1	EY	Bottom	0	0	-109536	-702372	1289348	47.871

لنگرهای بدست آمده تا روی تراز فونداسیون می باشد که ما باید آن را به تراز زیر پی منتقل کنیم . برای این کار ابتدا ضخامت پی را یک متر حدس می زنیم و مطابق زیر لنگرهای اصلاح شده را بدست می آوریم .

$$M_X = M_Y = 1289348 + (109536 \times 1) = 1398884 \text{ kg. m}$$

محاسبه ضریب اطمینان سازه در برابر واژگونی :

$$X \text{ در جهت} = \frac{6875.532}{1398.884} = 4.91 \geq 1.75 \; OK$$

$$Y \text{ در جهت} = \frac{7340.502}{1398.884} = 5.24 \geq 1.75 \; OK$$

در دو جهت ضریب اطمینان از حداقل آیین نامه (بند ۶-۷-۳-۵ مبحث ۶) بیشتر می باشد . پس سازه در برابر لنگر واژگونی مقاوم است .

زمان تناوب سازه :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1.136401	0.0315	75.6527	0	0.0315	75.6527
2	1.067256	70.5779	0.0587	0	70.6095	75.7113
3	0.955185	5.4175	0.0433	0	76.027	75.7547
4	0.384032	0.0031	12.234	0	76.0301	87.9887
5	0.361313	11.5522	0.0056	0	87.5823	87.9943
6	0.33029	0.6971	0.0053	0	88.2794	87.9996
7	0.20899	0.0015	4.0937	0	88.2809	92.0933
8	0.198365	3.754	0.0023	0	92.0348	92.0956
9	0.181637	0.3866	0.0008	0	92.4215	92.0964
10	0.145974	0.0002	2.2532	0	92.4217	94.3496
11	0.136898	2.7929	0.0002	0	95.2146	94.3498
12	0.133618	0	2.0776	0	95.2147	96.4274
13	0.128178	0.3182	0.0002	0	95.5329	96.4276
14	0.125451	0.8664	0	0	96.3993	96.4276
15	0.119319	0.1321	0	0	96.5314	96.4276

کنترل تشدید برون از مرکزیت اتفاقی :

STORY MAXIMUM AND AVERAGE LATERAL DISPLACEMENTS

STORY	LOAD	DIR	MAXIMUM	AVERAGE	RATIO
KHARPOSHTE	EX	X	0.0527	0.0515	1.023
BAM	EX	X	0.0499	0.0473	1.055
STORY4	EX	X	0.0423	0.0400	1.058
STORY3	EX	X	0.0300	0.0280	1.072
STORY2	EX	X	0.0178	0.0166	1.072
STORY1	EX	X	0.0055	0.0051	1.076
KHARPOSHTE	EY	Y	0.0575	0.0573	1.002
BAM	EY	Y	0.0551	0.0547	1.007
STORY4	EY	Y	0.0467	0.0463	1.007
STORY3	EY	Y	0.0325	0.0323	1.007
STORY2	EY	Y	0.0192	0.0191	1.007
STORY1	EY	Y	0.0058	0.0057	1.006

همان طور که در جدول بالا بخش RATIO مشخص است تمامی ضرایب حداکثر تغییر مکان به متوسط تغییر مکان طبقه کمتر و مساوی از ۱,۲ می باشد ، لذا نیازی به تشدید برون از مرکزیت نمی باشد .

$$\frac{\Delta max}{\Delta ave} \leq 1.2 \qquad Ok$$

بخش هفتم

طراحی (دستی)

طراحی تیر محور ۱ در طبقه اول :

۱) ابعاد اولیه مقطع : $350 \times 500\ mm$

۲) طول دهانه های ابتدا و انتها ۵ متر و دهانه ی میانی ۲,۸ متر می باشد .

۳) ضخامت پوشش بتن روی میلگردها برای شرایط شدید ۵۰ میلیمتر انتخاب می شود .

۴) مشخصات مصالح :

مشخصات طراحی مصالح		مشخصات تحلیلی مصالح	
مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن (f_c)	$250\frac{kg}{cm^2}$	جرم واحد حجم (M)	$240\frac{kg}{m^3}$
مقاومت تسلیم آرماتور طولی (f_y)	$4000\frac{kg}{cm^2}$	وزن واحد حجم (W)	$2400\frac{kg}{m^3}$
مقاومت تسلیم آرماتور عرضی (f_{ys})	$4000\frac{kg}{cm^2}$	مدول الاستیسیته (E_c)	$2.5\times10^9\frac{kg}{cm^2}$
–	–	ضریب پواسون (ν)	0.2

۱) دهانه ی A-B و C-D :

نتایج حاصل از پرتال و یک دهم دهانه :

M- = 1.810125 + 1.2 (0.374625) + 1.2 (11.854) = 164.84 KN.m

M+ = 1.25 (3.218) + 1.5 (0.666) = 50.215 KN.m

V = 4.0225 + 1.2 (0.8325) + 1.2 (4.741) = 100.87 KN

❖ **تعیین آرماتور های خمشی برای لنگر مثبت :**

گام اول : ظرفیت خمشی مقطع

$$\alpha = 0.85 - (0.0015 \times 25) = 0.81$$

$$\beta = 0.97 - (0.0025 \times 25) = 0.9$$

$$f_{cd} = 25 \times 0.65 = 16.25 \qquad f_{yd} = 400 \times 0.85 = 340$$

$$\rho_{max} = \min(\alpha\beta \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \times \frac{700}{700 + f_y}, 0.025)$$

$$\rho_{min} = \max\left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_{cd}}}{f_y}\right)$$

$$\rho_{max} = 0.81 \times 0.9 \times \frac{16.25}{340} \times \frac{700}{700 + 400} = 0.0221 < 0.025\ ok$$

$$\rho_{min} = \max\left(\frac{1.4}{400}, \frac{0.25\sqrt{16.25}}{400}\right) = \max(0.0035, 0.0025) \rightarrow 0.0035$$

$$M_r = \rho_{max} \times b \times d^2 \times f_{yd} \times \left(1 - 0.5\rho_{max} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd} \times \alpha}\right)$$

$$M_r = 0.0221 \times 350 \times (500 - 50)^2 \times 340$$

$$\times \left(1 - \left(0.5 \times 0.0221 \times \frac{340}{16.25 \times 0.81}\right)\right) = 380.546\ KN.m$$

$M_r = 380.54 \geq M+= 50.215$ → مقطع به صورت تک آرمه

گام دوم : تعیین سطح مقطع فولاد

$$A_s = \frac{\alpha b d f_{cd}}{f_{yd}} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\alpha b d^2 f_{cd}}}\right)$$

$$A_s = \frac{0.81 \times 350 \times 450 \times 16.25}{340}$$

$$\times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 50.215 \times 10^6}{0.81 \times 350 \times 450^2 \times 16.25}}\right) = 337.54 mm^2$$

گام سوم : کنترل ρ

$$\rho = \frac{337.54}{350 \times 450} = 0.0021 < \rho_{max} = 0.0221\ ok$$

$$\rho_{min} = 0.0035 > \rho = 0.0021 \rightarrow \rho = 0.0035$$

$$A_s = \rho bd = 0.0035 \times 350 \times 450 = 551.25\ mm^2$$

❖ **تعیین آرماتور های خمشی برای لنگر منفی :**

گام اول : ظرفیت خمشی مقطع

$$\rho_{max} = 0.81 \times 0.9 \times \frac{16.25}{340} \times \frac{700}{700 + 400} = 0.0221 < 0.025\ ok$$

$$\rho_{min} = \max\left(\frac{1.4}{400}, \frac{0.25\sqrt{16.25}}{400}\right) = \max(0.0035, 0.0025) \rightarrow 0.0035$$

$$M_r = 0.0221 \times 350 \times (500 - 50)^2 \times 340$$

$$\times \left(1 - \left(0.5 \times 0.0221 \times \frac{340}{16.25 \times 0.81}\right)\right) = 380.546\ KN.m$$

$M_r = 380.54 \geq M-= 164.84$ → مقطع به صورت تک آرمه

گام دوم : تعیین سطح مقطع فولاد

$$A_s = \frac{0.81 \times 350 \times 450 \times 16.25}{340}$$

$$\times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 164.84 \times 10^6}{0.81 \times 350 \times 450^2 \times 16.25}}\right) = 1194.36\ mm^2$$

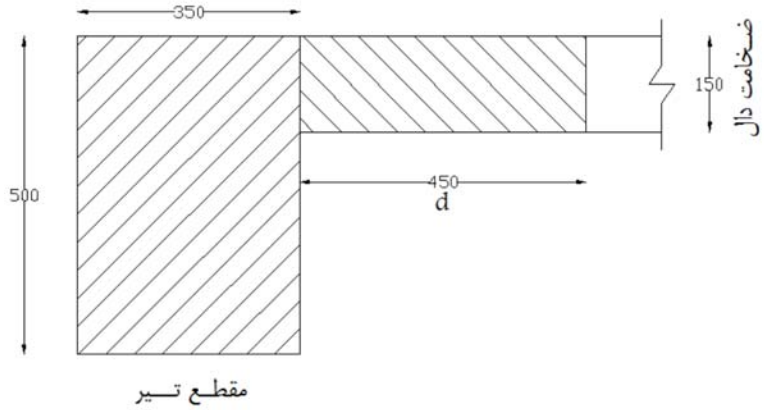
گام سوم : کنترل ρ

$$\rho = \frac{1194.36}{350 \times 450} = 0.0075 < \rho_{max} = 0.0221\ ok$$

$$\rho_{min} = 0.0035 < \rho = 0.0075\ ok$$

❖ طراحی تیر تحت برش و پیچش :

گام اول : نیروی پیچشی و برشی در فاصله d از لبه تیر محاسبه می شود .



$$V_u = 100.87 - \frac{100.87 \times 0.45}{2.5} = 82.71\ KN$$

$$A_c = 500 \times 350 + 450 \times 150 = 242500\ mm^2$$

$$P_c = 2 \times (500 + 350) + 2 \times 450 + 150 = 2750\ mm$$

$$T_u = 0.67 \times 2 \times \left(\frac{242500^2}{2750}\right) \times 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} = 18.62\ KN.m$$

گام دوم : کنترل ضرورت طراحی برای پیچش

$$0.25T_{cr} = 0.1 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times \left(\frac{242500^2}{2750}\right) = 6.94 < 18.62$$

نیاز به طراحی پیچشی می باشد .

گام سوم : کنترل کافی بودن ابعاد مقطع

$$\frac{V_u}{b_w d}+\frac{T_u \times 2(x+y)}{(xy)^2} \leq 0.25 \emptyset_c f_c$$

$$x = 350 - 2(45) = 260 \qquad y = 500 - 2(45) = 410$$

$$\frac{82.71 \times 10^3}{350 \times 450}+\frac{18.62 \times 10^6 \times 2(260+410)}{(260 \times 410)^2} \leq 0.25 \times 065 \times 25$$

$$0.5251 + 2.195 = 2.72 \leq 4.06\ ok$$

گام چهارم : تعیین مساحت خاموت پیچشی

$$\frac{A_t}{S}=\frac{T_u}{2 \times 0.85 \times xy \times f_{yd}}=\frac{18.62 \times 10^6}{2 \times 0.85 \times 260 \times 410 \times 340}=0.3\frac{mm^2}{mm}$$

گام پنجم : تعیین مساحت خاموت برشی

$$V_c = 0.2 \times 0.65 \times 350 \times 450 \times \sqrt{25} = 102.37\ KN > V_u$$

نیازی به محاسبه خاموت برشی نداریم .

گام ششم : طراحی خاموت

$$\frac{A_{rv}}{S}=2 \times \frac{A_t}{S}+\frac{A_t}{S}=2 \times 0.3 = 0.6$$

$$(\frac{A_{rv}}{S})_{min}=0.35\frac{b_w}{f_y}=0.35 \times \frac{350}{400}=0.3 \rightarrow (\frac{A_{rv}}{S})_{min} < \frac{A_{rv}}{S}\ ok$$

گام هفتم : انتخاب خاموت و فاصله ها

از یک خاموت ۱۰(با محاسبه دو ساق) استفاده می کنیم .

$$S=\frac{A_{rv}}{0.6}=\frac{0.157}{0.6}=262\ mm$$

$$S_{max} = min\left(\frac{x+y}{4}, 300, \frac{d}{2}\right) = \min(167.5,300,225) = 167.5$$

فاصله خاموت برای راحتی در اجرا **۱۵۰ میلیمتر** درنظر گرفته می شود .

گام هشتم : تعیین سطح مقطع میلگرد طولی

$$A_l = 2\frac{A_t}{S}(x+y) = 2 \times 0.3 \times (260+410) = 402\ mm^2$$

گام نهم : جمع بندی

$$A_s = 551.25 + \left(\frac{402}{3}\right) = 685.25\ mm^2 \rightarrow 3\emptyset 18$$

$$A'_s = 1194.36 + \left(\frac{402}{3}\right) = 973.86\ mm^2 \rightarrow 4\emptyset 22$$

$$A''_s = \left(\frac{402}{3}\right) = 134\ mm^2 \rightarrow 2\emptyset 10$$

گام دهم : ناحیه ویژه

$$l_1 = 2h = 2 \times 500 = 1000\ mm$$

$$S_1 = \min\left(24d_s, 8d_l, 300, \frac{h}{4}\right) = \min(240,80,300,125) = 80\ mm$$

۲) دهانه ی B-C :

نتایج حاصل از پرتال و یک دهم دهانه :

M- = 0.4141872 + 1.2 (0.0627984) + 1.2 (6.038) = 77.35 KN.m

M+ = 1.25 (0.7363328) + 1.5 (0.1116416) = 10.87 KN.m

V = 1.6436 + 1.2 (0.2492) + 1.2 (4.741) = 76.32 KN

❖ **تعیین آرماتور های خمشی برای لنگر مثبت :**

گام اول : ظرفیت خمشی مقطع

$$\alpha = 0.85 - (0.0015 \times 25) = 0.81$$

$$\beta = 0.97 - (0.0025 \times 25) = 0.9$$

$$f_{cd} = 25 \times 0.65 = 16.25 \qquad f_{yd} = 400 \times 0.85 = 340$$

$$\rho_{max} = 0.81 \times 0.9 \times \frac{16.25}{340} \times \frac{700}{700 + 400} = 0.0221 < 0.025 \; ok$$

$$\rho_{min} = \max\left(\frac{1.4}{400}, \frac{0.25\sqrt{16.25}}{400}\right) = \max(0.0035, 0.0025) \rightarrow 0.0035$$

$$M_r = \rho_{max} \times b \times d^2 \times f_{yd} \times \left(1 - 0.5\rho_{max} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd} \times \alpha}\right)$$

$$M_r = 0.0221 \times 350 \times (500 - 50)^2 \times 340$$

$$\times \left(1 - \left(0.5 \times 0.0221 \times \frac{340}{16.25 \times 0.81}\right)\right) = 380.546 \; KN.m$$

$M_r = 380.54 \geq M+= 10.87 \rightarrow$ مقطع به صورت تک آرمه

گام دوم : تعیین سطح مقطع فولاد

$$A_s = \frac{\alpha b d f_{cd}}{f_{yd}} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\alpha b d^2 f_{cd}}}\right)$$

$$A_s = \frac{0.81 \times 350 \times 450 \times 16.25}{340}$$

$$\times\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 10.87\times 10^{6}}{0.81\times 350\times 450^{2}\times 16.25}}\right)=71.76\ mm^{2}$$

گام سوم : کنترل ρ

$$\rho=\frac{71.76}{350\times 450}=0.00045<\rho_{max}=0.0221\ ok$$

$$\rho_{min}=0.0035>\rho=0.00045\rightarrow\rho=0.0035$$

$$A_s=\rho bd=0.0035\times 350\times 450=551.25\ mm^{2}$$

❖ **تعیین آرماتور های خمشی برای لنگر منفی :**

گام اول : ظرفیت خمشی مقطع

$$\rho_{max}=0.81\times 0.9\times\frac{16.25}{340}\times\frac{700}{700+400}=0.0221<0.025\ ok$$

$$\rho_{min}=\max\left(\frac{1.4}{400},\frac{0.25\sqrt{16.25}}{400}\right)=\max(0.0035,0.0025)\rightarrow 0.0035$$

$$M_r=0.0221\times 350\times(500-50)^{2}\times 340$$

$$\times\left(1-\left(0.5\times 0.0221\times\frac{340}{16.25\times 0.81}\right)\right)=380.546\ KN.m$$

$M_r=380.54\geq M--=77.35\ \rightarrow$ مقطع به صورت تک آرمه

گام دوم : تعیین سطح مقطع فولاد

$$A_s=\frac{0.81\times 350\times 450\times 16.25}{340}$$

$$\times\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 77.35\times 10^{6}}{0.81\times 350\times 450^{2}\times 16.25}}\right)=528.45\ mm^{2}$$

گام سوم : کنترل ρ

$$\rho = \frac{528.45}{350 \times 450} = 0.0033 < \rho_{max} = 0.0221 \; ok$$

$$\rho_{min} = 0.0035 > \rho = 0.0032 \rightarrow \rho = 0.0035$$

$$A_s = \rho bd = 0.0035 \times 350 \times 450 = 551.25 \; mm^2$$

❖ طراحی تیر تحت برش و پیچش :

گام اول : نیروی پیچشی و برشی در فاصله d از لبه تیر محاسبه می شود .

$$V_u = 76.32 - \frac{76.32 \times 0.45}{1.4} = 51.79 \; KN$$

$$A_c = 500 \times 350 + 450 \times 150 = 242500 \; mm^2$$

$$P_c = 2 \times (500 + 350) + 2 \times 450 + 150 = 2750 \; mm$$

$$T_u = 0.67 \times 2 \times \left(\frac{242500^2}{2750}\right) \times 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} = 18.62 \; KN.m$$

گام دوم : کنترل ضرورت طراحی برای پیچش

$$0.25T_{cr} = 0.1 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times \left(\frac{242500^2}{2750}\right) = 6.94 < 18.62$$

نیاز به طراحی پیچشی می باشد .

گام سوم : کنترل کافی بودن ابعاد مقطع

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u \times 2(x+y)}{(xy)^2} \leq 0.25 \emptyset_c f_c$$

$$x = 350 - 2(45) = 260 \qquad y = 500 - 2(45) = 410$$

$$\frac{51.79 \times 10^3}{350 \times 450} + \frac{18.62 \times 10^6 \times 2(260 + 410)}{(260 \times 410)^2} \leq 0.25 \times 065 \times 25$$

$$0.3288 + 2.195 = 2.5238 \leq 4.06\ ok$$

گام چهارم : تعیین مساحت خاموت پیچشی

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_u}{2 \times 0.85 \times xy \times f_{yd}} = \frac{18.62 \times 10^6}{2 \times 0.85 \times 260 \times 410 \times 340} = 0.3 \frac{mm^2}{mm}$$

گام پنجم : تعیین مساحت خاموت برشی

$$V_c = 0.2 \times 0.65 \times 350 \times 450 \times \sqrt{25} = 102.37\ KN > V_u$$

نیازی به محاسبه خاموت برشی نداریم .

گام ششم : طراحی خاموت

$$\frac{A_{rv}}{S} = 2 \times \frac{A_t}{S} + \frac{A_t}{S} = 2 \times 0.3 = 0.6$$

$$(\frac{A_{rv}}{S})_{min} = 0.35 \frac{b_w}{f_y} = 0.35 \times \frac{350}{400} = 0.3 \rightarrow (\frac{A_{rv}}{S})_{min} < \frac{A_{rv}}{S}\ ok$$

گام هفتم : انتخاب خاموت و فاصله ها

از یک خاموت ۱۰(با محاسبه دو ساق) استفاده می کنیم .

$$S = \frac{A_{rv}}{0.6} = \frac{0.157}{0.6} = 262\ mm$$

$$S_{max} = min\left(\frac{x + y}{4}; 300; \frac{d}{2}\right) = \min(167.5; 300; 225) = 167.5$$

فاصله خاموت برای راحتی در اجرا **۱۵۰ میلیمتر** درنظر گرفته می شود .

گام هشتم : تعیین سطح مقطع میلگرد طولی

$$A_l = 2\frac{A_t}{S}(x+y) = 2 \times 0.3 \times (260+410) = 402\ mm^2$$

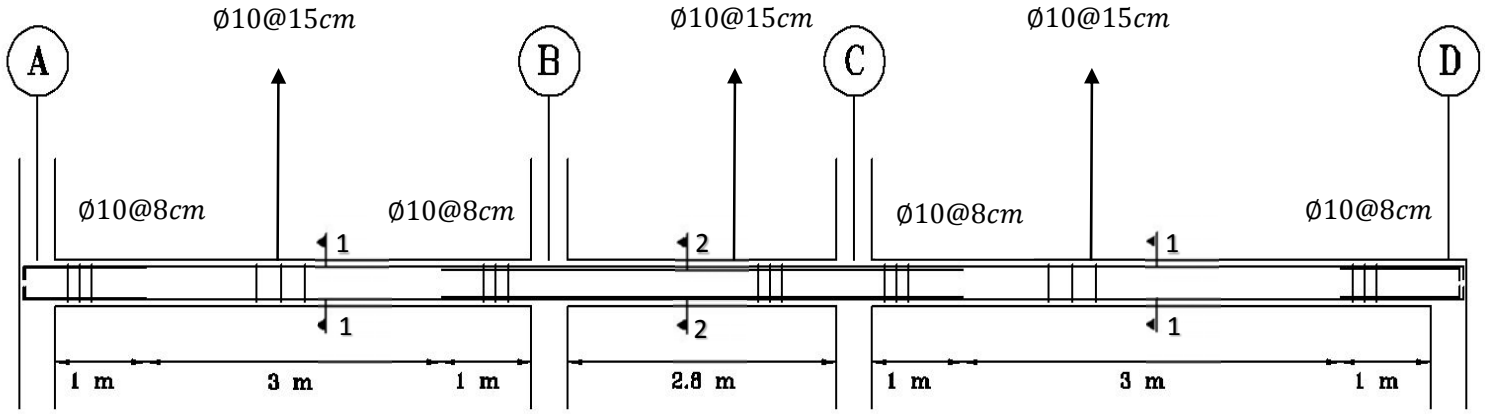
گام نهم : جمع بندی

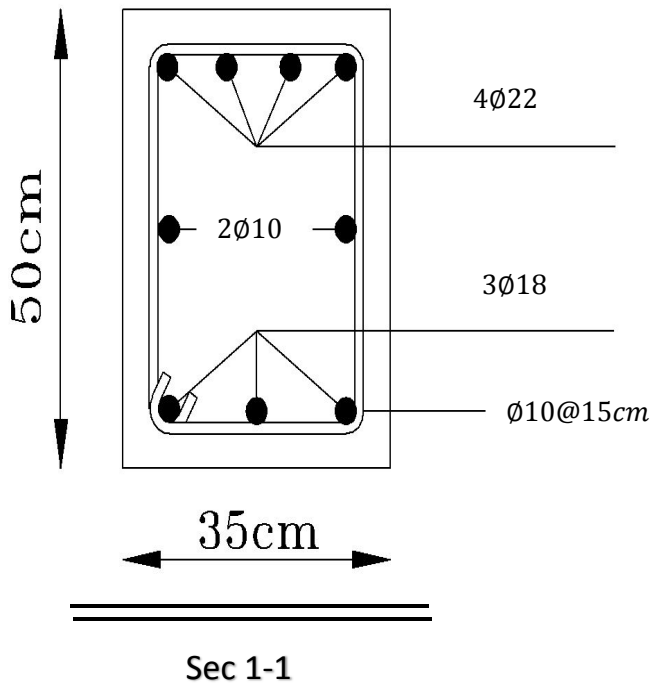
$$A_s = 551.25 + \left(\frac{402}{3}\right) = 685.25\ mm^2 \rightarrow 3\emptyset 18$$

$$A'_s = 551.25 + \left(\frac{402}{3}\right) = 685.25\ mm^2 \rightarrow 3\emptyset 18$$

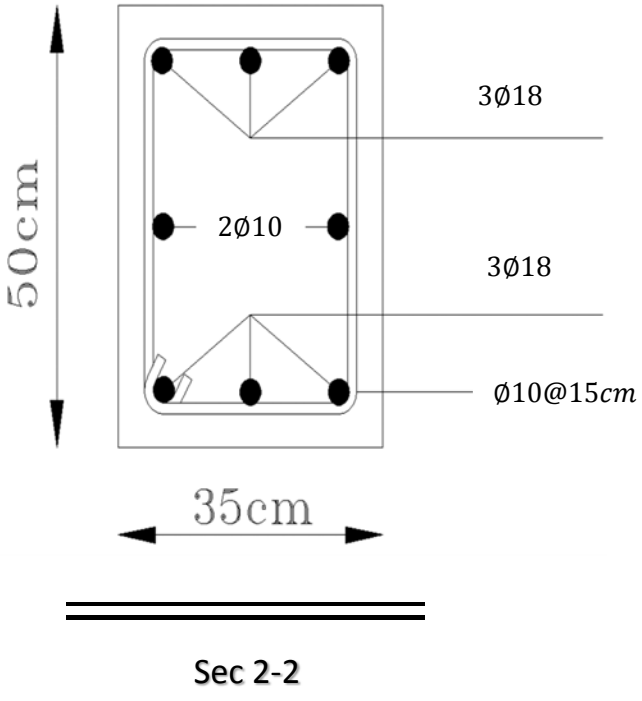
$$A''_s = \left(\frac{402}{3}\right) = 134\ mm^2 \rightarrow 2\emptyset 10$$

نقشه های اجرایی :





Sec 1-1



Sec 2-2

طراحی ستون A-1 :

به دلیل اینکه در این پروژه قاب در یک راستا به صورت دستی تحلیل شده است و برای طراحی به نتایج تحلیل در دو راستا احتیاج می باشد برای طراحی ستون و پی از طریق نرم افزار پرتال قاب محور A و B را نیز تحلیل می کنیم .

تحلیل قاب A و D :

بار مرده :

	1	-	2	-	3	-	4
1	M-=1.38511053		M-=0.9713925		M-=1.4625936		
	M+=2.46241872		M+=1.72692		M+=2.6001664		
	V =3.01767		V =2.3985		V =3.1252		
	P=3.01767		P=5.41617		P=5.5237		P=3.1252
	M=1.38511053		M=-0.41371803		M=0.4912011		M=-1.4625936
2	M-=2.059874955		M-=1.495816875		M-=2.1646872		
	M+=3.66199992		M+=2.65923		M+=3.8483328		
	V =4.487745		V =3.693375		V =4.6254		
	P=7.505415		P=13.59729		P=13.842475		P=7.7506
	M=3.444985485		M=-0.97777610		M=1.160071425		M=-3.6272808
3	M-=2.059874955		M-=1.495816875		M-=2.1646872		
	M+=3.66199992		M+=2.65923		M+=3.8483328		
	V =4.487745		V =3.693375		V =4.6254		
	P=11.99316		P=21.77841		P=22.16125		P=12.376
	M=5.50486044		M=-1.54183419		M=1.82894175		M=-5.791968
4	M-=2.059874955		M-=1.495816875		M-=2.1646872		
	M+=3.66199992		M+=2.65923		M+=3.8483328		
	V =4.487745		V =3.693375		V =4.6254		
	P=16.480905		P=29.95953		P=30.480025		P=17.0014
	M=7.564735395		M=-2.10589227		M=2.497812075		M=-7.9566552
5	M-=2.059874955		M-=1.495816875		M-=2.1646872		
	M+=3.66199992		M+=2.65923		M+=3.8483328		
	V =4.487745		V =3.693375		V =4.6254		
	P=20.96865		P=38.14065		P=38.7988		P=21.6268
	M=9.62461035		M=-2.66995035		M=3.1666824		M=-10.1213424

بار زنده :

	1	-	2	-	3	-	4
1	M-=0.2984062275		M-=0.20503125		M-=0.31612464		
	M+=0.53049996		M+=0.3645		M+=0.56199936		
	V =0.6501225		V =0.50625		V =0.67548		
	P=0.6501225	P=1.1563725		P=1.18173		P=0.67548	
	M=0.2984062275	M=-0.0933749775		M=0.11109339		M=-0.31612464	
2	M-=0.3978710685		M-=0.273375		M-=0.42149952		
	M+=0.707326344		M+=0.486		M+=0.74933248		
	V =0.8668215		V =0.675		V =0.90064		
	P=1.516944	P=2.698194		P=2.75737		P=1.57612	
	M=0.696277296	M=-0.217871046		M=0.25921791		M=-0.73762416	
3	M-=0.3978710685		M-=0.273375		M-=0.42149952		
	M+=0.707326344		M+=0.486		M+=0.74933248		
	V =0.8668215		V =0.675		V =0.90064		
	P=2.3837655	P=4.2400155		P=4.33301		P=2.47676	
	M=1.0941483645	M=-0.3423671145		M=0.40734243		M=-1.15912368	
4	M-=0.3978710685		M-=0.273375		M-=0.42149952		
	M+=0.707326344		M+=0.486		M+=0.74933248		
	V =0.8668215		V =0.675		V =0.90064		
	P=3.250587	P=5.781837		P=5.90865		P=3.3774	
	M=1.492019433	M=-0.466863183		M=0.55546695		M=-1.5806232	
5	M-=0.3978710685		M-=0.273375		M-=0.42149952		
	M+=0.707326344		M+=0.486		M+=0.74933248		
	V =0.8668215		V =0.675		V =0.90064		
	P=4.1174085	P=7.3236585		P=7.48429		P=4.27804	
	M=1.8898905015	M=-0.5913592515		M=0.70359147		M=-2.00212272	

بار زلزله :

	1	-	2	-	3	-	4
1		M=1.786		M=1.576		M=1.821	
		V=0.701		V=0.701		V=0.701	
	M=1.786		M=3.363		M=3.398		M=1.821
	V=1.116		V=2.102		V=2.124		V=1.138
2		M=5.004		M=4.415		M=5.102	
		V=1.962		V=1.962		V=1.962	
	M=3.217		M=6.056		M=6.119		M=3.280
	V=2.011		V=3.785		V=3.824		V=2.050
3		M=7.531		M=6.645		M=7.679	
		V=2.954		V=2.954		V=2.954	
	M=4.314		M=8.121		M=8.206		M=4.399
	V=2.696		V=5.076		V=5.129		V=2.749
4		M=9.345		M=8.246		M=9.529	
		V=3.665		V=3.665		V=3.665	
	M=5.031		M=9.470		M=9.569		M=5.130
	V=3.144		V=5.919		V=5.981		V=3.206
5		M=9.372		M=8.269		M=9.556	
		V=3.675		V=3.675		V=3.675	
	M=4.341		M=8.171		M=8.256		M=4.426
	V=3.339		V=6.285		V=6.351		V=3.405

تحلیل قاب B و C :

بارمرده :

	1	2	3	4
1	M-=1.37406031155	M-=1.4538447	M-=2.577620448	
	M+=2.4427738872	M+=2.5846128	M+=4.582436352	
	V =2.99359545	V =3.58974	V =5.507736	
	P=2.99359545	P=6.58333545	P=9.097476	P=5.507736
	M=1.37406031155	M=0.07978438845	M=1.123775748	M=-2.577620448
2	M-=2.053414071	M-=1.46620125	M-=2.599535016	
	M+=3.650513904	M+=2.60658	M+=4.621395584	
	V =4.473669	V =3.62025	V =5.554562	
	P=7.46726445	P=14.67725445	P=18.272288	P=11.062298
	M=3.42747438255	M=-0.50742843255	M=2.257109514	M=-5.177155464
3	M-=2.053414071	M-=1.46620125	M-=2.599535016	
	M+=3.650513904	M+=2.60658	M+=4.621395584	
	V =4.473669	V =3.62025	V =5.554562	
	P=11.94093345	P=22.77117345	P=27.4471	P=16.61686
	M=5.48088845355	M=-1.09464125355	M=3.39044328	M=-7.77669048
4	M-=2.053414071	M-=1.46620125	M-=2.599535016	
	M+=3.650513904	M+=2.60658	M+=4.621395584	
	V =4.473669	V =3.62025	V =5.554562	
	P=16.41460245	P=30.86509245	P=36.621912	P=22.171422
	M=7.53430252455	M=-1.68185407455	M=4.523777046	M=-10.376225496
5	M-=2.053414071	M-=1.46620125	M-=2.599535016	
	M+=3.650513904	M+=2.60658	M+=4.621395584	
	V =4.473669	V =3.62025	V =5.554562	
	P=20.88827145	P=38.95901145	P=45.796724	P=27.725984
	M=9.58771659555	M=-2.26906689555	M=5.657110812	M=-12.975760512

بار زنده :

	1	2	3	4
1	M-=0.51941644875	M-=0.37087875	M-=0.65755872	
	M+=0.92340702	M+=0.65934	M+=1.16899328	
	V =1.13162625	V =0.91575	V =1.40504	
	P=1.13162625	P=2.04737625	P=2.32079	P=1.40504
	M=0.51941644875	M=-0.14853769875	M=0.28667997	M=-0.65755872
2	M-=0.6917242455	M-=0.494498925	M-=0.876728736	
	M+=1.229731992	M+=0.8791092	M+=1.558628864	
	V =1.5070245	V =1.220985	V =1.873352	
	P=2.63865075	P=4.77538575	P=5.415127	P=3.278392
	M=1.21114069425	M=-0.34576301925	M=0.668909781	M=-1.534287456
3	M-=0.6917242455	M-=0.494498925	M-=0.876728736	
	M+=1.229731992	M+=0.8791092	M+=1.558628864	
	V =1.5070245	V =1.220985	V =1.873352	
	P=4.14567525	P=7.50339525	P=8.509464	P=5.151744
	M=1.90286493975	M=-0.54298833975	M=1.051139592	M=-2.411016192
4	M-=0.6917242455	M-=0.494498925	M-=0.876728736	
	M+=1.229731992	M+=0.8791092	M+=1.558628864	
	V =1.5070245	V =1.220985	V =1.873352	
	P=5.65269975	P=10.23140475	P=11.603801	P=7.025096
	M=2.59458918525	M=-0.74021366025	M=1.433369403	M=-3.287744928
5	M-=0.6917242455	M-=0.494498925	M-=0.876728736	
	M+=1.229731992	M+=0.8791092	M+=1.558628864	
	V =1.5070245	V =1.220985	V =1.873352	
	P=7.15972425	P=12.95941425	P=14.698138	P=8.898448
	M=3.28631343075	M=-0.937438980749999	M=1.815599214	M=-4.164473664

بار زلزله :

	1	-	2	-	3	-	4
1		M=3.101 V=1.216		M=2.736 V=1.216		M=3.162 V=1.216	
	M=3.101 V=1.938		M=5.838 V=3.649		M=5.899 V=3.687		M=3.162 V=1.976
2		M=8.684 V=3.405		M=7.662 V=3.405		M=8.854 V=3.405	
	M=5.582 V=3.489		M=10.508 V=6.568		M=10.618 V=6.636		M=5.692 V=3.557
3		M=13.067 V=5.124		M=11.530 V=5.124		M=13.323 V=5.124	
	M=7.485 V=4.678		M=14.089 V=8.805		M=14.235 V=8.897		M=7.631 V=4.770
4		M=16.210 V=6.357		M=14.303 V=6.357		M=16.528 V=6.357	
	M=8.725 V=5.453		M=16.424 V=10.265		M=16.595 V=10.372		M=8.896 V=5.560
5		M=16.251 V=6.373		M=14.339 V=6.373		M=16.570 V=6.373	
	M=7.526 V=5.789		M=14.166 V=10.897		M=14.314 V=11.011		M=7.674 V=5.903

طراحی ستون پارکینگ ، طبقه اول و دوم : برای بحرانی ترین نیروها و لنگرها طراحی را انجام می دهیم .

از پرتال و یک دهم دهانه داریم $\rightarrow N_u = 39.9686 + 1.2(8.072) + 1.2(28.035)$

$= 832.97\ KN.m$

از پرتال و یک دهم دهانه داریم $\rightarrow M_{ux} = 8.55 + 1.2(1.78) + 1.2(5.48)$

$= 172.62\ KN.m$

از پرتال و یک دهم دهانه داریم $\rightarrow M_{uy} = 9.62 + 1.2(1.88) + 1.2(4.341)$

$= 170.085\ KN.m$

گام اول : خروج از مرکزیت معادل

نکته : اگر $0.5 < \frac{X}{Y} < 2$ باشد و فولاد گذاری در چها وجه مقطع باشد می توان با یک خروج از مرکزیت معادل در حالت بار محوری و خمش تک محوره ستون را طراحی کرد .

$$\frac{N_u}{f_c A_g} = \frac{832.97 \times 10^3}{25 \times 450 \times 450} = 0.164 < 0.4$$

$$\alpha = \left(0.5 + \frac{N_u}{f_c A_g}\right)\frac{f_y + 275}{690} = 0.664 \times \frac{675}{690} = 0.65 > 0.6\ ok$$

$$e_x = \frac{M_{ux}}{N_u} = \frac{172.62 \times 10^3}{832.97} = 208\ mm$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{N_u} = \frac{170.085 \times 10^3}{832.97} = 205\ mm$$

$$\frac{e_x}{x} = \frac{208}{450} > \frac{e_y}{y} = \frac{205}{450}$$

$$e_{uq} = 208 + \frac{0.65 \times 208 \times 450}{450} = 343.2\ mm$$

$$M_{ueq} = N_u e_{uq} = 832.97 \times 10^{-3} \times 343.2 = 285.9\ KN.m$$

گام دوم : تعیین مقدار فولاد توسط نمودار اندرکنش

$$\gamma = \frac{h - 2d'}{h} = \frac{450 - 2 \times 50}{450} = 0.77$$

$$\frac{N_u}{f_{cd} b h} = \frac{832.97 \times 10^3}{16.25 \times 450 \times 450} = 0.253$$

$$\frac{M_{ueq}}{f_{cd}bh^2} = \frac{285.9 \times 10^6}{16.25 \times 450 \times 450^2} = 0.193$$

با توجه به نمودار اندرکنش :

$$\gamma = 0.7 \rightarrow m\rho = 0.38$$

$$\gamma = 0.8 \rightarrow m\rho = 0.32$$

$$\frac{0.8 - 0.7}{0.8 - 0.77} = \frac{0.32 - 0.38}{0.32 - x} \rightarrow m\rho = x = 0.338$$

$$m = \frac{f_y}{f_{cd}} = \frac{400}{16.25} = 24.61 \rightarrow \rho = \frac{0.338}{24.61} = 0.01373$$

$$A_{st} = \rho A_g = 0.01373 \times 450^2 = 2782 \rightarrow 12\emptyset 18$$

گام سوم : کنترل به روش برسلر

۱- محاسبه N_{rx}

$$\frac{e_x}{h} = \frac{208}{450} = 0.47$$

ازنمودار اندرکنش با استفاده از $m\rho$ داریم :

$$\gamma = 0.7 \rightarrow \frac{N_r}{f_{cd}bh} = 0.73$$

$$\gamma = 0.8 \rightarrow \frac{N_r}{f_{cd}bh} = 0.71$$

$$\gamma = 0.77 \rightarrow \frac{N_r}{f_{cd}bh} = 0.72 \rightarrow N_{rx} = 2369.25$$

۲- محاسبه N_{ry}

$$\frac{e_y}{h} = \frac{205}{450} = 0.45$$

ازنمودار اندرکنش با استفاده از $m\rho$ داریم :

$$\gamma = 0.7 \rightarrow \frac{N_r}{f_{cd}bh} = 0.72$$

$$\gamma = 0.8 \rightarrow \frac{N_r}{f_{cd}bh} = 0.70$$

$$\gamma = 0.77 \rightarrow \frac{N_r}{f_{cd}bh} = 0.71 \rightarrow N_{rx} = 2336.34$$

۳- محاسبه N_{r0}

$$N_r = 0.8(0.85 \times 16.25 \times (450^2 - 2782) + 340) = 2207.15\ KN$$

۴- تعیین N_r

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{N_{rx}} + \frac{1}{N_{ry}} - \frac{1}{N_{r0}} = \frac{1}{2369.25} + \frac{1}{2336.34} - \frac{1}{2207.15}$$

$$N_r = 2518 > N_u = 832.97\ ok$$

گام چهارم : طراحی تنگ

$$d_{min} = 8mm > \frac{18}{3} \rightarrow d = 8mm$$

$$S = \min(16 \times 18; 48 \times 8; 450; 300) = 288mm \xrightarrow{\text{اجرای راحت}} S = 250mm$$

در دو انتهای ستون :

$$l = \max\left(\frac{3200}{6}, 450, 400\right) \rightarrow 534mm \xrightarrow{\text{اجرای راحت}} l = 550mm$$

$$S = \min\left(8 \times 18, 24 \times 8, \frac{450}{2}, 250\right) = 144mm \xrightarrow{\text{اجرای راحت}} S = 140mm$$

طراحی ستون طبقه سوم و چهارم : برای بحرانی ترین نیروها و لنگرها طراحی را انجام می دهیم .

از پرتال و یک دهم دهانه داریم $\rightarrow N_u = 14.4379 + 1.2(2.975) + 1.2(6.125)$

$= 253.58\ KN.m$

از پرتال و یک دهم دهانه داریم $\rightarrow M_{ux} = 3.1196 + 1.2(0.6558) + 1.2(4.085)$

$= 88.1\ KN.m$

از پرتال و یک دهم دهانه داریم $\rightarrow M_{uy} = 3.444 + 1.2(0.6962) + 1.2(3.217)$

$= 81.4\ KN.m$

گام اول : خروج از مرکزیت معادل

نکته : اگر $0.5 < \frac{X}{Y} < 2$ باشد و فولاد گذاری در چها وجه مقطع باشد می توان با یک خروج از مرکزیت معادل در حالت بار محوری و خمش تک محوره ستون را طراحی کرد .

$$\frac{N_u}{f_c A_g} = \frac{253.58 \times 10^3}{25 \times 350 \times 350} = 0.0828 < 0.4$$

$$\alpha = \left(0.5 + \frac{N_u}{f_c A_g}\right)\frac{f_y + 275}{690} = 0.5828 \times \frac{675}{690} = 0.57 < 0.6 \rightarrow \alpha = 0.6$$

$$e_x = \frac{M_{ux}}{N_u} = \frac{88.1 \times 10^3}{253.58} = 347.42\ mm$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{N_u} = \frac{81.4 \times 10^3}{253.58} = 321\ mm$$

$$\frac{e_x}{x} = \frac{347.42}{450} > \frac{e_y}{y} = \frac{321}{450}$$

$$e_{uq} = 347.42 + \frac{0.6 \times 347.42 \times 350}{350} = 555.88\ mm$$

$$M_{ueq} = N_u e_{uq} = 253.58 \times 10^{-3} \times 555.88 = 141\ KN.m$$

گام دوم : تعیین مقدار فولاد توسط نمودار اندرکنش

$$\gamma = \frac{h - 2d'}{h} = \frac{350 - 2 \times 50}{350} = 0.714$$

$$\frac{N_u}{f_{cd} bh} = \frac{253.58 \times 10^3}{16.25 \times 350 \times 350} = 0.127$$

$$\frac{M_{ueq}}{f_{cd} bh^2} = \frac{141 \times 10^6}{16.25 \times 350 \times 350^2} = 0.2024$$

با توجه به نمودار اندرکنش :

$$\gamma = 0.7 \rightarrow m\rho = 0.48$$

$$\gamma = 0.8 \rightarrow m\rho = 0.43$$

$$\frac{0.8 - 0.7}{0.8 - 0.714} = \frac{0.43 - 0.48}{0.43 - x} \rightarrow m\rho = x = 0.473$$

$$m = \frac{f_y}{f_{cd}} = \frac{400}{16.25} = 24.61 \rightarrow \rho = \frac{0.473}{24.61} = 0.01922$$

$$A_{st} = \rho A_g = 0.01922 \times 350^2 = 2355 \rightarrow 12\emptyset 16$$

گام سوم : کنترل به روش برسلر

۱- محاسبه N_{rx}

$$\frac{e_x}{h} = \frac{347.42}{350} = 0.99$$

ازنمودار اندرکنش با استفاده از $m\rho$ داریم :

$$\gamma = 0.7 \rightarrow \frac{N_r}{f_{cd} bh} = 0.39$$

$$\gamma = 0.8 \rightarrow \frac{N_r}{f_{cd} bh} = 0.37$$

$$\gamma = 0.714 \rightarrow \frac{N_r}{f_{cd} bh} = 0.387 \rightarrow N_{rx} = 770.37$$

۲- محاسبه N_{ry}

$$\frac{e_y}{h} = \frac{321}{350} = 0.92$$

ازنمودار اندرکنش با استفاده از $m\rho$ داریم :

$$\gamma = 0.7 \rightarrow \frac{N_r}{f_{cd} bh} = 0.4$$

$$\gamma = 0.8 \rightarrow \frac{N_r}{f_{cd} bh} = 0.38$$

$$\gamma = 0.714 \rightarrow \frac{N_r}{f_{cd} bh} = 0.397 \rightarrow N_{rx} = 790.27$$

۳- محاسبه N_{r0}

$$N_r = 0.8(0.85 \times 16.25 \times (350^2 - 2355) + 340) = 1327.87\ KN$$

۴- تعیین N_r

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{N_{rx}} + \frac{1}{N_{ry}} - \frac{1}{N_{r0}} = \frac{1}{770.37} + \frac{1}{790.27} - \frac{1}{1327.87}$$

$$N_r = 552.37 > N_u = 253.58\ ok$$

گام چهارم : طراحی تنگ

$$d_{min} = 8mm > \frac{16}{3} \rightarrow d = 8mm$$

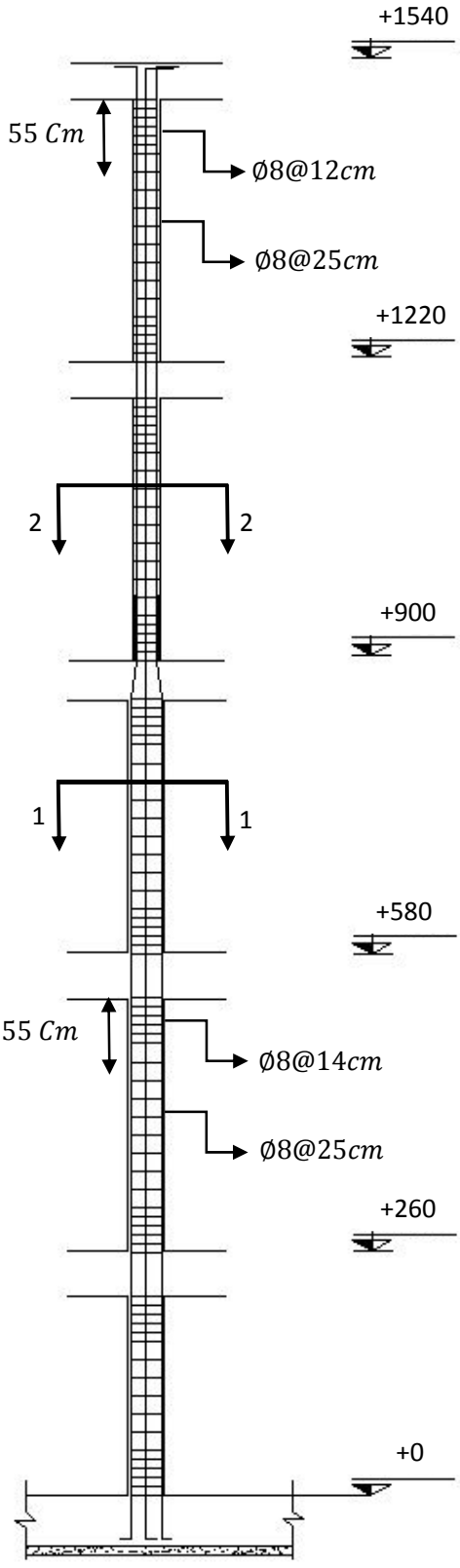
$$S = \min(16 \times 16{,}48 \times 8{,}350{,}300) = 256mm \xrightarrow{\text{اجرای راحت}} S = 250mm$$

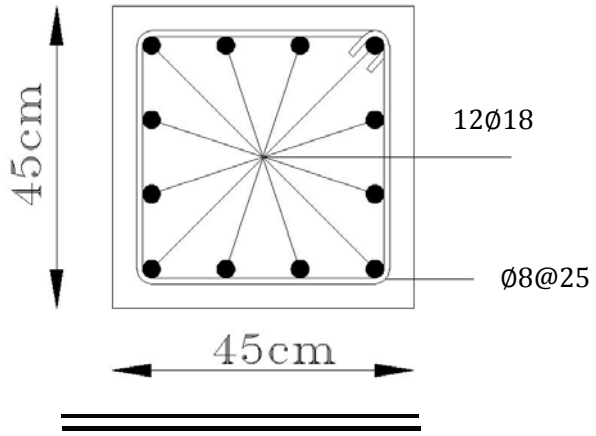
در دو انتهای ستون :

$$l = \max\left(\frac{3200}{6}, 350{,}400\right) \rightarrow 534mm \xrightarrow{\text{اجرای راحت}} l = 550mm$$

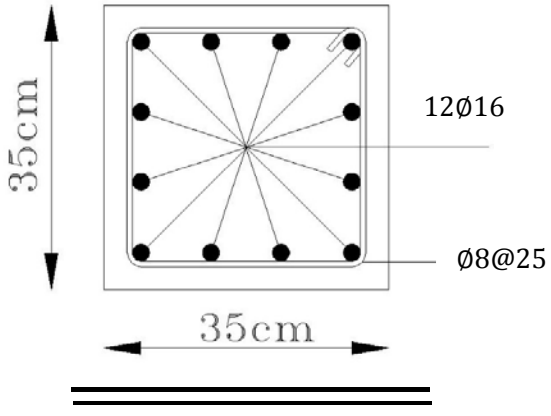
$$S = \min\left(8 \times 16{,}24 \times 8, \frac{350}{2}, 250\right) = 128mm \xrightarrow{\text{اجرای راحت}} S = 120mm$$

نقشه های اجرایی :





Sec 1-1



Sec 2-2

طراحی دال چشمه $\frac{A-B}{1-2}$ در طبقه اول :

گام اول : تعیین ابعاد

این چشمه دارای طول 5.1 و عرض 5 متر می باشد که هر طرف به تیرهایی با ابعاد 35×50 سانتی متر متکی شده است و همچنین این دال از نوع دال دو طرفه می باشد .

$$l_b = 5.1 - 0.35 = 4.75\ m$$

$$l_a = 5 - 0.35 = 4.65\ m$$

$$\frac{l_b}{l_a} = \frac{4.75}{4.65} = 1.02 < 2 \rightarrow \text{دال دو طرفه}$$

همچنین حداقل ضخامت دال را در بخش بارگذاری ۱۵ سانتی متر محاسبه کردیم .

گام دوم : تعیین بار

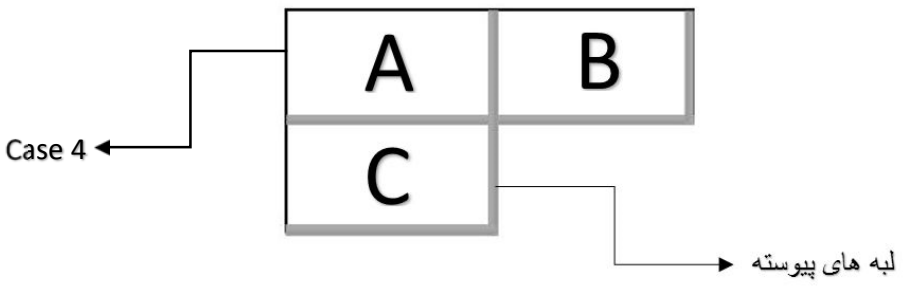
$$W_D = 5.93\ \frac{KN}{m^2}$$

$$W_L = 2\ \frac{KN}{m^2}$$

$$W_u = 1.25W_D + 1.5W_l = 1.25 \times 5.93 + 1.5 \times 2 = 10.42\ \frac{KN}{m^2}$$

گام سوم : تعیین لنگرهای انتهایی توسط جدول

$$m = \frac{l_a}{l_b} = \frac{4.65}{4.75} \approx 0.95$$



۱- ممان منفی در لبه های پیوسته

$$M_a^- = \frac{C_A + C_c}{2} \times W_u \times l_a^2 = \frac{0.055 + 0}{2} \times 10.42 \times 4.65^2 = 6.19 \frac{KN.m}{m}$$

$$M_b^- = \frac{C_A + C_B}{2} \times W_u \times l_b^2 = \frac{0.045 + 0}{2} \times 10.42 \times 4.75^2 = 5.29 \frac{KN.m}{m}$$

۲- ممان مثبت وسط دهانه در امتداد کوتاه

$$M_D^+ = C_A \times W_D \times l_a^2 = 0.030 \times 5.93 \times 4.65^2 = 3.84 \frac{KN.m}{m}$$

$$M_L^+ = C_A \times W_L \times l_a^2 = 0.035 \times 2 \times 4.75^2 = 1.51 \frac{KN.m}{m}$$

$$M_a^+ = 1.25W_D + 1.5W_L = 1.25 \times 3.84 + 1.5 \times 1.51 = 7.06 \frac{KN.m}{m}$$

۳- ممان مثبت وسط دهانه در امتداد بلند

$$M_D^+ = C_A \times W_D \times l_b^2 = 0.024 \times 5.93 \times 4.75^2 = 3.21 \frac{KN.m}{m}$$

$$M_L^+ = C_A \times W_L \times l_b^2 = 0.029 \times 2 \times 4.75^2 = 1.31 \frac{KN.m}{m}$$

$$M_b^+ = 1.25W_D + 1.5W_L = 1.25 \times 3.21 + 1.5 \times 1.31 = 5.98 \frac{KN.m}{m}$$

۴- ممان منفی در لبه های غیر پیوسته

$$M_a^- = \frac{3}{4} \times M_a^+ = \frac{3}{4} \times 7.06 = 5.298 \frac{KN.m}{m}$$

$$M_b^- = \frac{3}{4} \times M_b^+ = \frac{3}{4} \times 5.98 = 4.485 \frac{KN.m}{m}$$

گام چهارم : کنترل ضخامت

$$d_a = \text{نصف قطر میلگرد} - \text{پوشش} - \text{ضخامت} = 150 - 20 - 5 = 125mm$$

$$d_b = \text{تمام قطر میلگرد} - \text{نصف قطر میلگرد} - \text{پوشش} - \text{ضخامت}$$

$$= 150 - 20 - 5 - 10 = 115mm$$

$$\text{بر اساس آیین نامه} \rightarrow b = 1000mm$$

$$\rho_{max} = 0.81 \times 0.9 \times \frac{16.25}{340} \times \frac{700}{700 + 400} = 0.0221 < 0.025\ ok$$

$$M_r = \rho_{max} \times b \times d^2 \times f_{yd} \times \left(1 - 0.5\rho_{max} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd} \times \alpha}\right)$$

$$M_r = 0.0221 \times 1000 \times 125^2 \times 340$$

$$\times \left(1 - \left(0.5 \times 0.0221 \times \frac{340}{16.25 \times 0.81}\right)\right) = 83.89\ \frac{KN.m}{m}$$

ممان فوق بزرگتر از تمام ممان های موجود می باشد ، در نتیجه نیازی به میلگرد فشاری نمی باشد .

گام پنجم : تعیین محدودیت میلگرد

$$\text{بر اساس آیین نامه} \rightarrow S400 \rightarrow \rho_{min} = 0.0018$$

$$A_{s\,min} = \rho_{min} \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 150 = 270\ \frac{mm^2}{mm}$$

گام ششم : تعیین میلگرد لازم

۱- فولاد لازم در دهانه کوتاه (d=125)

$$A_s = \frac{\alpha b d f_{cd}}{f_{yd}} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\alpha b d^2 f_{cd}}}\right) = 4840 \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_u}{102.84}}\right)$$

لبه پیوسته $M_a^- = 6.19 \frac{KN.m}{m} \rightarrow 147.92 < 270 \frac{mm^2}{mm} \xrightarrow{\text{جدول میلگرد}} \text{Ø10@20cm}$

لبه ناپیوسته $M_a^- = 5.3 \frac{KN.m}{m} \rightarrow 126.36 < 270 \frac{mm^2}{mm} \xrightarrow{\text{جدول میلگرد}} \text{Ø10@20cm}$

$$M_a^+ = 7.06 \frac{KN.m}{m} \rightarrow 169.08 < 270 \frac{mm^2}{mm} \xrightarrow{\text{جدول میلگرد}} \text{Ø10@20cm}$$

۲- فولاد لازم در دهانه بلند (d=115)

$$A_s = \frac{\alpha b d f_{cd}}{f_{yd}} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\alpha b d^2 f_{cd}}}\right) = 4452 \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_u}{87}}\right)$$

لبه پیوسته $M_b^- = 5.29 \frac{KN.m}{m} \rightarrow 137.47 < 270 \frac{mm^2}{mm} \xrightarrow{\text{جدول میلگرد}} \text{Ø10@20cm}$

لبه ناپیوسته $M_b^- = 4.5 \frac{KN.m}{m} \rightarrow 116.66 < 270 \frac{mm^2}{mm} \xrightarrow{\text{جدول میلگرد}} \text{Ø10@20cm}$

$$M_b^+ = 5.98 \frac{KN.m}{m} \rightarrow 155.72 < 270 \frac{mm^2}{mm} \xrightarrow{\text{جدول میلگرد}} \text{Ø10@20cm}$$

گام هفتم : تعیین میلگرد لبه های کناری

$$\frac{l_a}{5} = \frac{4.65}{5} = 0.93m \xrightarrow{\text{اجرای راحت}} 1m$$

$$\frac{l_a}{5} = \frac{4.75}{5} = 0.95m \xrightarrow{\text{اجرای راحت}} 1m$$

$$S = 1.5 \times \text{فاصله میلگردها در لبه میانی} = 1.5 \times 20 = 30\ cm\ < 35\ cm\ \ ok$$

گام هشتم : کنترل برش

$$\text{بار نهایی دال} = 10.42 \times 4.75 \times 4.65 = 230.15KN$$

نیروی برشی برای نواری از دال به پهنای ۱ متر :

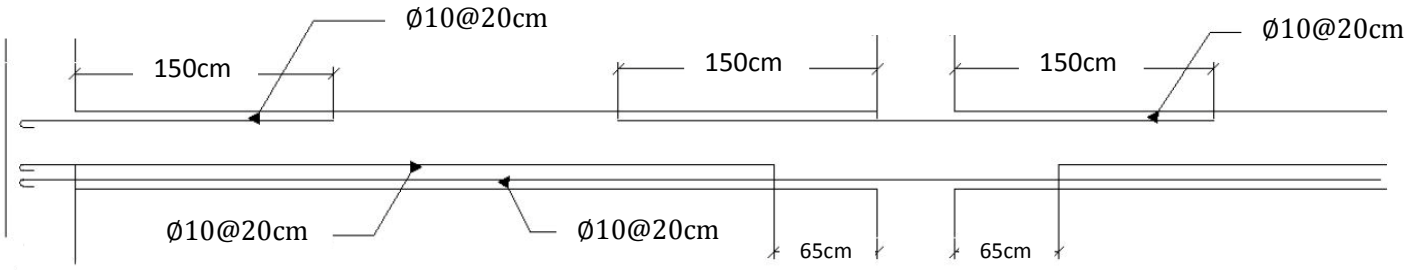
$$V_a = \frac{0.55}{2} \times 230.15 \times \frac{1}{4.75} = 13.32\ KN$$

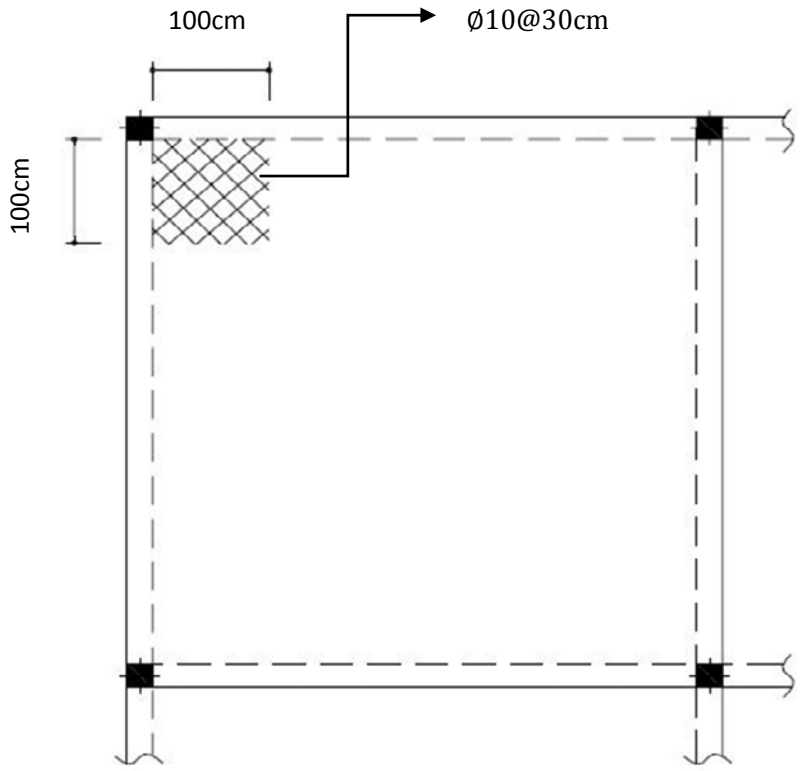
$$V_b = \frac{0.45}{2} \times 230.15 \times \frac{1}{4.65} = 11.13\ KN$$

$$V_c = 0.2\emptyset_c\sqrt{f_c}bd = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 125 = 81.25 > V_a\ ok$$

نیازی به استفاده از میلگرد برشی نمی باشد .

نقشه های اجرایی :





طراحی شالوده :

گام اول : انتخاب نوع پی

ما در این پروژه تنش مجاز خاک را $150\frac{KN}{m^2}$ در نظر می گیریم .

$$\text{مساحت پی هر ستون} = \frac{981.06}{150} = 6.54\ m^2$$

$$\text{مساحت کل پی} = 6.54 \times 16 = 104.64\ m^2$$

$$a = \frac{\text{مساحت کل پی}}{\text{مساحت زیربنا}} \times 100 = \frac{104.64}{15 \times 13} \times 100 = 53\%$$

$50\% < 53\% < 75\% \rightarrow$ پی نواری

گام دوم : محاسبه بارها از پرتال و یک دهم دهانه برای طراحی نوار ۱ پی

✍ (۲-۳-۱۷-۹) مبحث ۹

ضرایب جزیی ایمنی بارها برای طراحی پی در ترکیب بارها برابر ۱ در نظر گرفته می شود .

$$P_{A,D} = 39.9686 + 8.072 + 28.035 = 760.756\ KN$$

$$P_{B,C} = 65.5596 + 18.10 + 22.475 = 1061.346\ KN$$

$$M_{Ax,Dx} = 54.89\ KN.m$$

$$M_{Bx,Cx} = 85.62\ KN.m$$

گام سوم : طراحی هندسی پی

$$\sum P = 2(760.756 + 1061.346) = 3644.204\ KN$$

$$\sum M_{\mathrm{x}} = 2(54.89 + 85.62) = 281.02\ \mathrm{KN.m}$$

✍ (۱۷-۳-۳) آبا

در مواردی که باد یا زلزله یکی از عوامل ترکیب بار باشند ، تنش مجاز خاک را می توان تا ۳۳ درصد افزایش داد .

$$q_a BL \geq \sum P + 24B$$

$$B \geq \frac{3644.204}{(1.33 \times 150 \times 13) - 24} = 1.4\ m$$

$$e_L = \frac{\sum M_x}{\sum P} = \frac{281.02}{3644.204} \times 100 = 7.7cm$$

$$L' = L - 2e_L = 13 - 2 \times 0.077 \approx 12.85m$$

گام چهارم : تعیین تنش های زیر فونداسیون

$$P_t = \frac{\sum P}{BL}(1 \pm \frac{6e_L}{L})$$

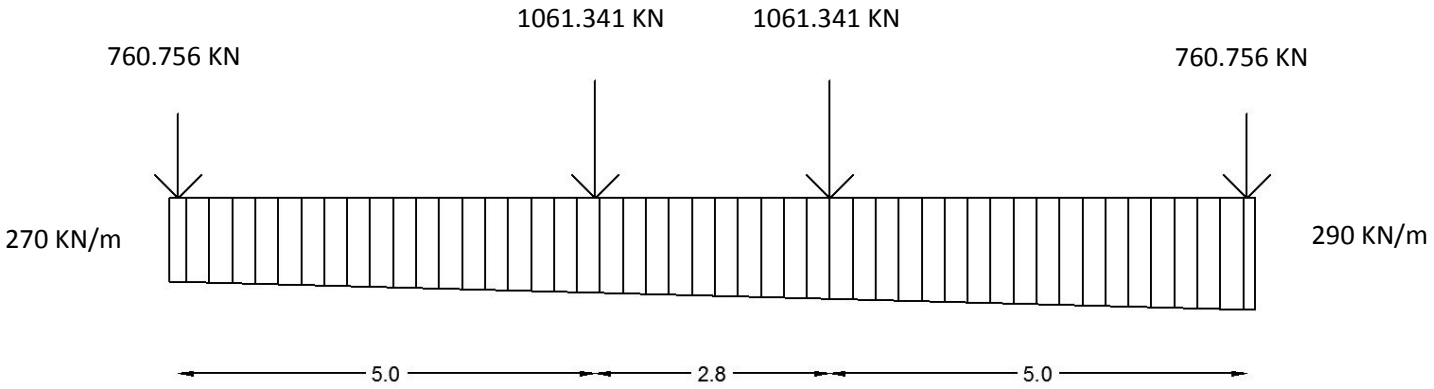
$$P_{max} = \frac{3644.204}{1.4 \times 13}\left(1 + \frac{6 \times 7.7 \times 10^{-2}}{13}\right) = 207.3\ \frac{KN}{m^2}$$

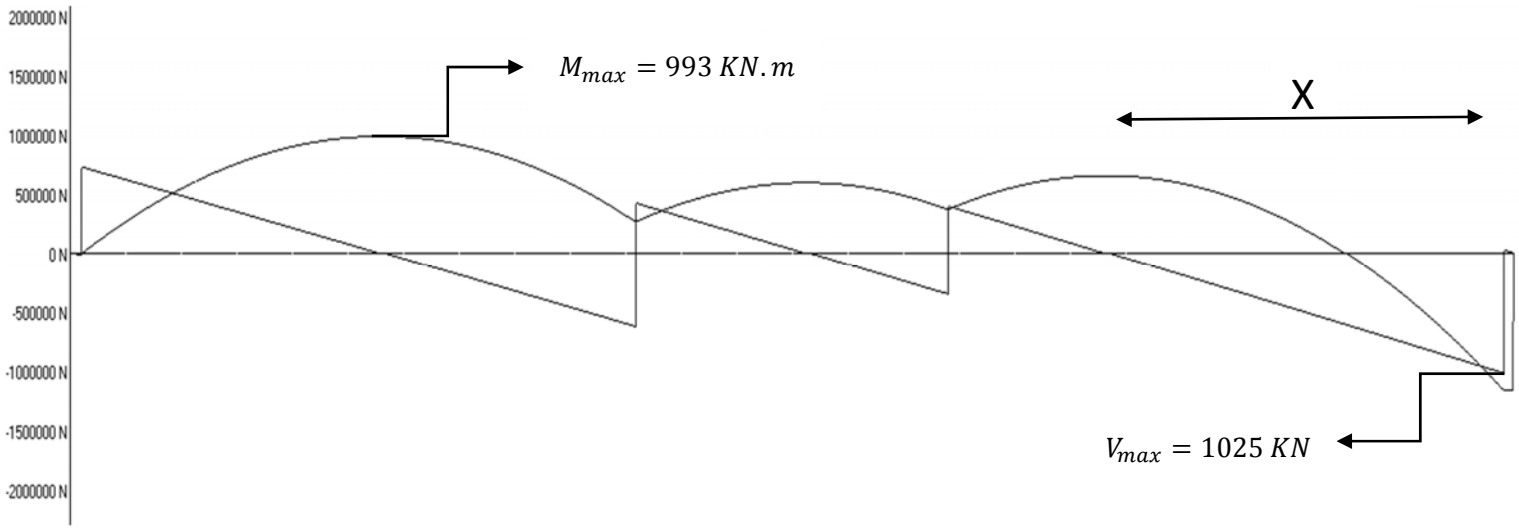
$$P_{min} = \frac{3644.204}{1.4 \times 13}\left(1 - \frac{6 \times 7.7 \times 10^{-2}}{13}\right) = 193.1\ \frac{KN}{m^2}$$

$$q_{max} = 207.3 \times 1.4 \approx 290\ \frac{KN}{m}$$

$$q_{min} = 193.1 \times 1.4 \approx 270\ \frac{KN}{m}$$

گام پنجم : رسم دیاگرام برش و خمش





گام ششم : برش ساده

ضخامت پی به صورت تجربی به صورت زیر محاسبه می شود :

$$20 + 10\left(\text{تعداد طبقه}\right) = 20 + 5 \times 10 = 70\ cm \rightarrow d = 80\ cm$$

$$d = 80 - 50 = 750\ mm$$

✍ (۱۲-۱۷-۲-۱-الف) آبا

مقطع بحرانی که مقاومت فنداسیون باید در آن کنترل شود به صورت صفحه ای عمود بر دال با فاصله d از لبه سطح اثر بار متمرکز یا از وجه هر تغییری که در ضخامت دال یا تکیه گاه ، در تمام عرض دال در نظر گرفته می شود .

$$d_v = \frac{C}{2} + d = \frac{450}{2} + 750 = 975\ mm$$

نیروهای حاصل از نمودار باید در ضریب ایمنی ۱,۳۵ ضرب شوند .

نمودار برش $\rightarrow \frac{1025}{420} = \frac{X}{5-X} \rightarrow X = 3.5\ m$

$$V_u = \frac{1025 \times 2.52}{3.5} \times 1.35 = 996.3\ KN$$

$$V_C = 0.2\emptyset_C\sqrt{f_C}bd = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times 1400 \times 750 \times 10^{-3} = 683$$

$V_u > V_C \rightarrow$ نیاز به آرماتور برشی است

حداقل مقاومت برشی تامین شده توسط خاموت ها :

$$(\frac{A_v}{S})_{min} = 0.35\frac{b}{f_y} = 0.35 \times \frac{1400}{400} = 1.225\ \frac{mm^2}{mm}$$

تعیین نیروی برشی آرماتورها :

$$V_s = V_u - V_C = 996.3 - 683 = 313.3KN$$

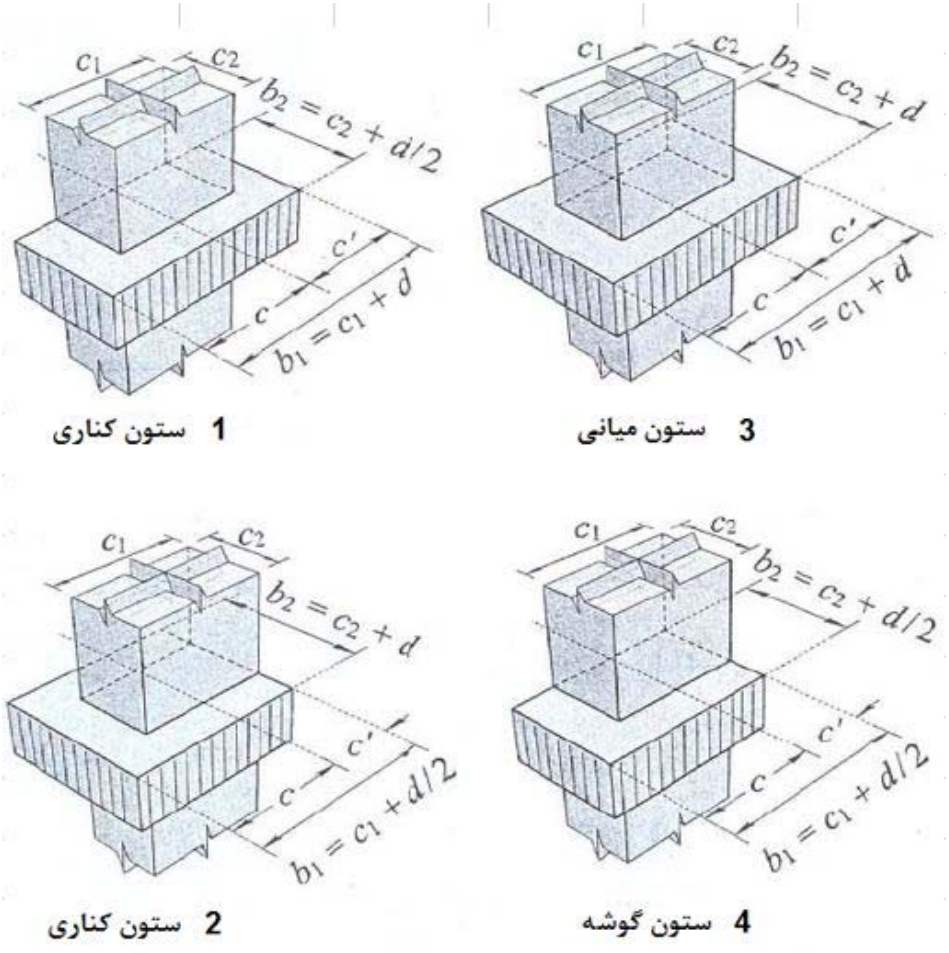
$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_S}{f_{yd}d} = \frac{313.3 \times 10^3}{340 \times 750} = 1.23\frac{mm^2}{mm} > (\frac{A_v}{S})_{min}\ \ ok$$

$$if\ S = 200mm \rightarrow \frac{A_v}{200} = 1.4 \rightarrow A_v = 246 \rightarrow \emptyset 18@200mm$$

گام هفتم : برش پانچینگ

✍ (۱۲-۱۷-۲-۱) آبا

مقطع بحرانی در این حالت سطح جانبی منشوری است که وجوه آن عمودبر سطح فونداسیون بوده و از لبه مقاطعی از فونداسیون که ضخامت در آنجا تغییر می کند ، دارای فاصله ای حداقل برابر با d/2 می باشد .



تعیین نیروی برشی نهایی در مقطع :

$$d_v = C + d = 450 + 750 = 1200\ mm$$

$$V_u = \frac{1025 \times 2.3}{3.5} \times 1.35 = 909.32\ KN$$

تعیین مقاومت برشی تامین شده توسط بتن :

$$V_C = 0.2\emptyset_C\sqrt{f_C}b_0d$$

$$b_0 = 2(C + d\ ) = 2(450 + 750) = 2400mm$$

$$V_C = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times 2400 \times 750 \times 10^{-3} = 1170\ KN$$

$\frac{V_C}{2} < V_u < V_C \rightarrow$ باید از حداقل آرماتور برشی استفاده شود

گام هشتم : تعیین آرماتورهای خمشی فونداسیون

برای راحتی محاسبات آرماتور بالا و پایین فونداسیون را در حالت بحرانی در نظر می گیریم .

$$M_u = 1.35 \times 993 = 1340.55\ KN.m$$

$$\rho_{max} = 0.81 \times 0.9 \times \frac{16.25}{340} \times \frac{700}{700 + 400} = 0.0221 < 0.025\ ok$$

$$\rho_{min} = \max\left(\frac{1.4}{400}, \frac{0.25\sqrt{16.25}}{400}\right) = \max(0.0035, 0.0025) \rightarrow 0.0035$$

$$A_s = \frac{0.81 \times 750 \times 1000 \times 16.25}{340}$$

$$\times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 993 \times 10^6}{0.81 \times 1000 \times 750^2 \times 16.25}}\right) = 4197.5\ mm^2$$

کنترل ρ

$$\rho = \frac{4197.5}{1000 \times 750} = 0.0055 < \rho_{max} = 0.0221\ ok$$

$$\rho_{min} = 0.0035 < \rho = 0.0055\ ok$$

$$A_s = 4197.5mm^2 \rightarrow if\ S = 120mm\ \rightarrow \emptyset 25@120mm$$