فهرست مطالب

فصل اول : پلان معماری و مشخصات پروژه ..... 1 الی 4

فصل دوم : بارهای وارد بر ساختمان ..... 5 الی 62

بخش- 1) بار مرده ..... 7 - 53

بخش - 2) بار زنده و بار برف ..... 54 – 80

بخش-3) بار زلزله ..... 81 – 87

بخش-4) بار باد ..... 81 – 87

فصل سوم : تحلیل تقریبی بارهای جانبی ..... 62 الی 72

فصل چهارم : محاسبه بارهای خطی روی تیرها ..... 73 الی 95

فصل پنجم : تحلیل تقریبی بارهای ثقلی ..... 96 الی 130

فصل ششم : طراحی تیر ..... 131 الی 140

فصل هفتم : طراحی بادبند ..... 141 الی 144

فصل هشتم : طراحی ستون ..... 145 الی 205

فصل نهم : طراحی کف ستون ..... 206 الی 216

فصل دهم : طراحی اتصالات ..... 217 الی 226

www.Prozhe.com

فصل یازدهم : طراحی شالوده ..... 227 الی 240

فصل دوازدهم : طراحی سقف (تیرچه بلوک) ..... 240 الی 244

منابع و مؤاخذ 245

www.Prozhe.com

مقدمه مؤلفین

هر آنچه با نام خدا آغاز نشود ابتر است.

اینجانبان سهیل پوریعقوبی و مجتبی میرزایی دانشجویان رشته مهندسی تکنولوژی عمران از موسسه آموزش عالی غیاث الدین جمشید کاشانی ، در اینجا فرصت را غنیمت می دانیم تا از همه اساتید و بزرگوارانی که با صبر و عنایت ما را نه تنها در مباحث آموزشی، بلکه در مقوله پرورش فکری و نیل به فرهیختگی یاری نمودند، سپاسگزاری کنیم. امیدواریم این عزیزان در هر کجا که هستند، سرفراز و پیروز باشند. این پروژه صرفاً به عنوان درس پس دادن به اساتید مقطع کارشناسی ناپیوسته عمران، که در این موسسه فعالیت می کنند تلقی می شود.لذا با توجه به تلاشی که سروران برای آموزش ما کشیدند، تمام تلاشمان را به کار بستیم تا با ارائه یک پروژه قابل دفاع، به گونه ای موجبات تشکر را فراهم آوریم. اما از آنجا که دانشجویان تازه فارغ التحصیل هستیم، مسلماً این پروژه نیز فارغ از عیب و اشتباه نیست. امیدواریم خوانندگان با انتقادات و پیشنهادات، از طریق آدرس اینترنتی که در پایان پروژه ذکر شده، ما را در مسیر پیشرفت و یادگیری یاری کنند.

و من ا... توفیق.

میرزایی- پوریعقوبی

تابستان 1391

09360246646

soheilpour@rocketmail.com

pouryaqoobi@gmail.com

مشخصات کلی پروژه

نوع سازه ..... ساختمان فولادی

تعداد طبقات ..... 4 طبقه

کاربری ..... مسکونی

ارتفاع طبقات ..... 2.80 متر

ارتفاع پیلوت ..... 2.80 متر

ارتفاع زیر زمین ..... 2.10 متر

اسکلت فولادی در جهت Y (شمالی-جنوبی) ..... مهار بندی هم محور ضربدری

اسکلت فولادی در جهت X (شرقی-غربی) ..... قاب خمشی

مقاومت فشاری بتن ..... 210 کیلوگرم بر سانتی متر مربع

ظرفیت باربری مجاز خاک ..... 1.8 کیلوگرم بر سانتی متر مربع

نوع خاک IV

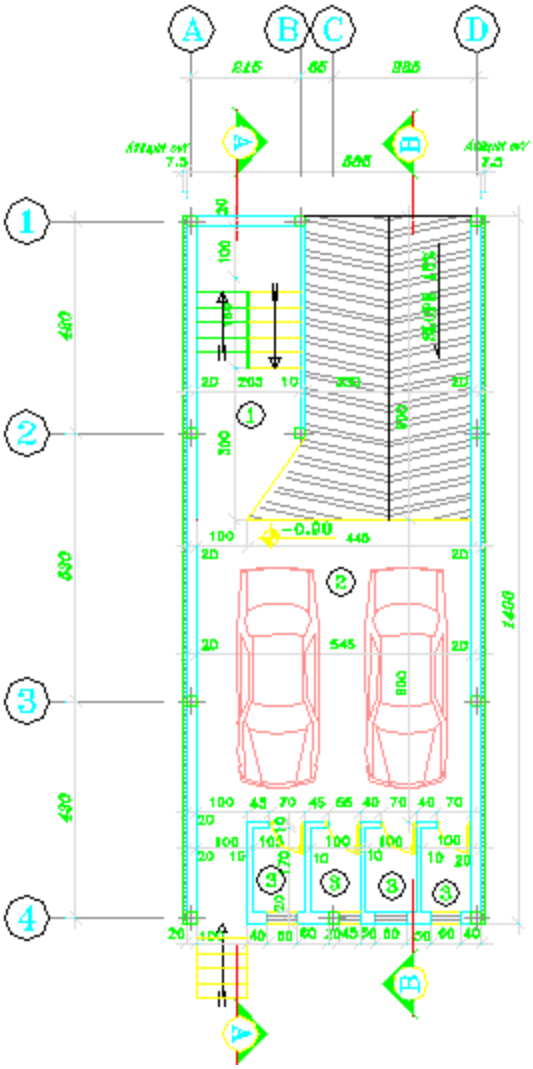
دیوارها ..... آجری

پوشش سقف ..... تیرچه بلوک

www.Prozhe.com

موضوع:

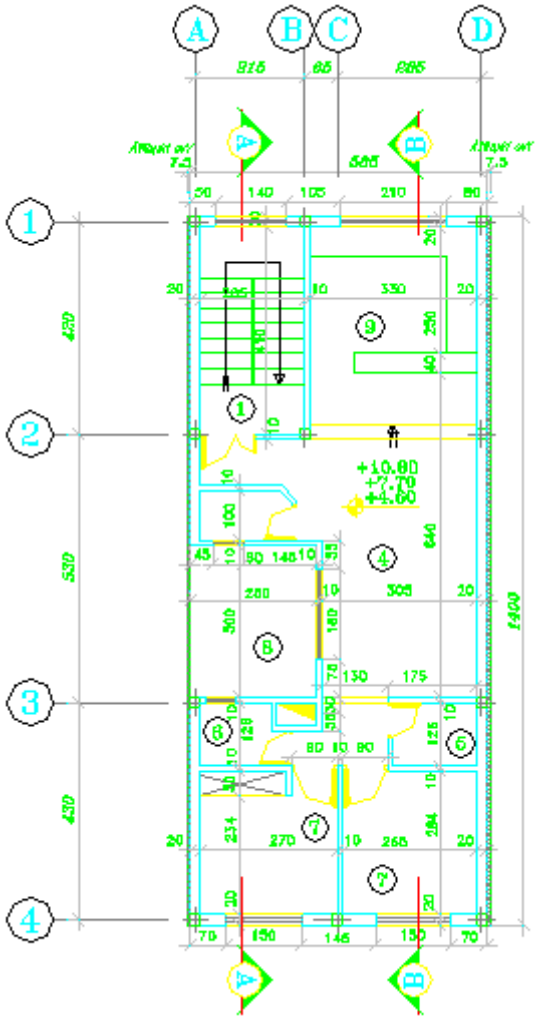
محاسبات



www.Prozhe.com

موضوع:

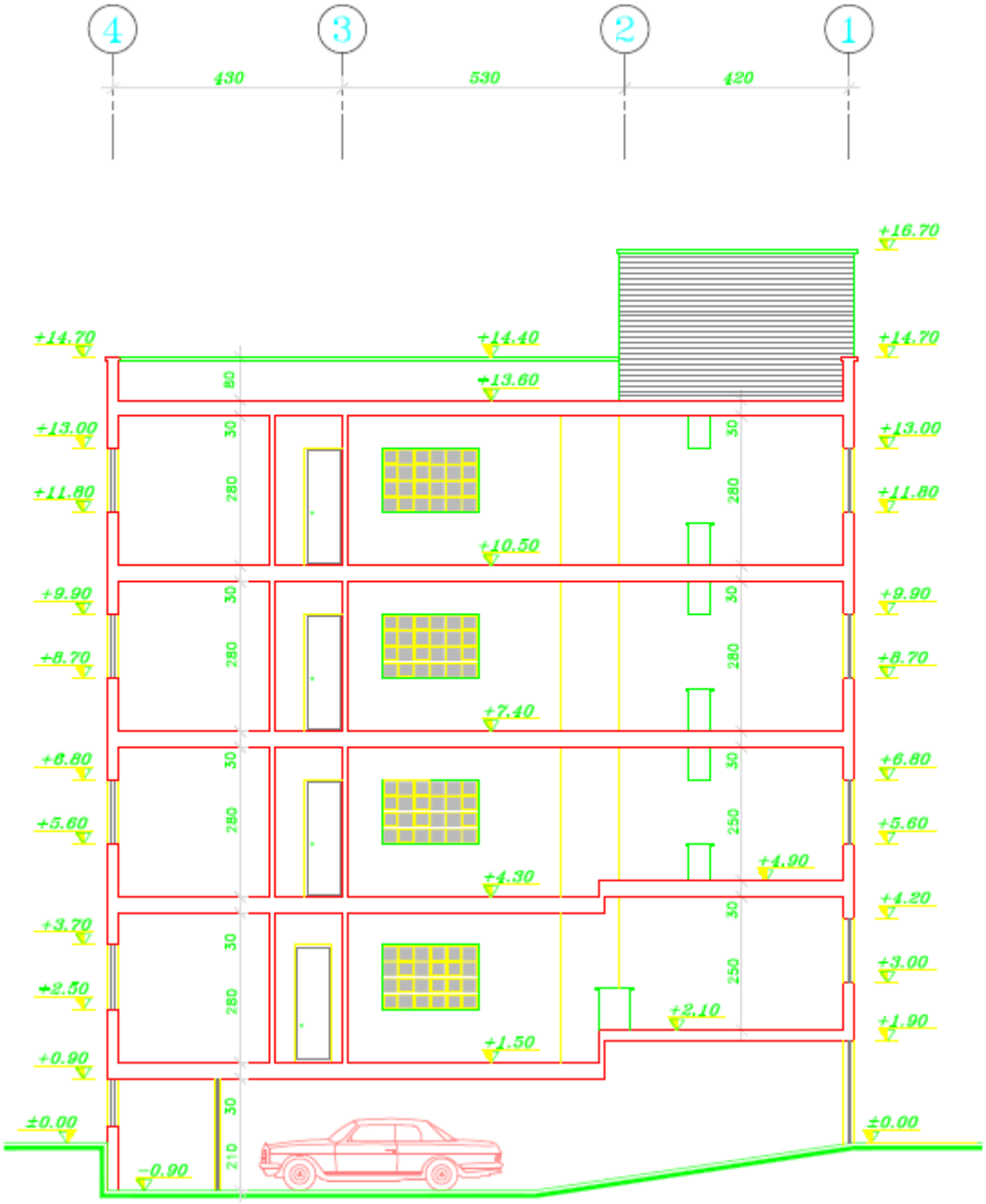
محاسبات



www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات



www.Prozhe.com

فصل اول: محاسبه بارهای وارد بر ساختمان

بخش– 1) بار مرده

تعیین مساحت طبقات :

بر اساس جزئیات معماری مساحت طبقات بصورت زیر محاسبه می گردد. در محاسبه مساحت ، هدف تعیین مساحت دال در طبقه است. بنابر این مساحت های راه پله و آسانسور ، رمپ ها و عقب نشینی ها از مساحت کل کسر می شود.

زیر زمین(پارکینگ) :

$$5.85 \times 13.6 - (3.5 \times 6) - (2.15 \times 4.2) = 49.53\ m^2$$

طبقات مسکونی :

$$5.85 \times 13.6 - (2.15 \times 4.2) = 70.53\ m^2$$

خر پشته :

$$4.2 \times 2.15 = 90.03\ m^2$$

بام :

$$5.85 \times 13.6 - (2.15 \times 4.2) = 70.53\ m^2$$

موضوع:

محاسبات

طبقه	مساحت (m^2)
زیر زمین (پارکینگ)	49.53
مسکونی	4×70.53
بام	70.53
فر پشته	9.03

تعیین ارتفاع سازه ای طبقات را به صورت زیر محاسبه می کنیم :

ضخامت قسمت سازه ای سقف - ارتفاع قاب طبقه = ارتفاع سازه ای طبقه

ضخامت سقف 30 سانتی متر است :

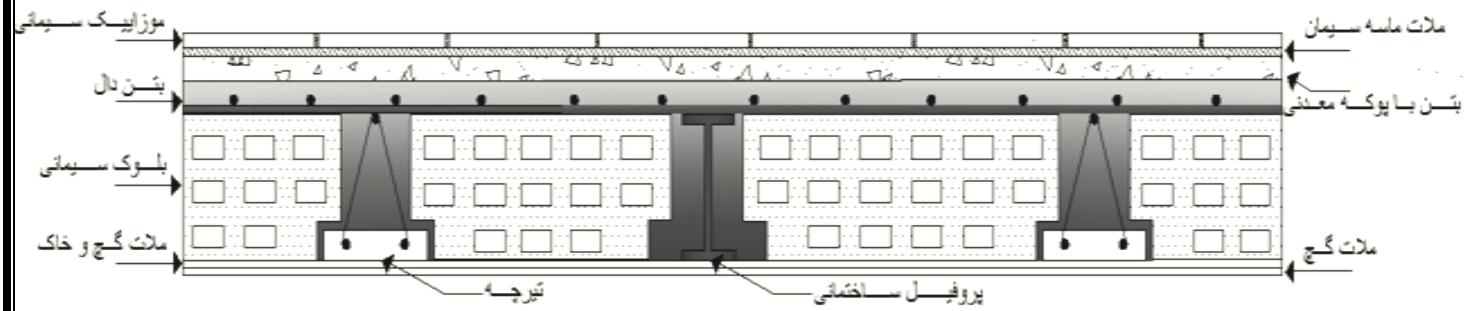
www.Prozhe.com

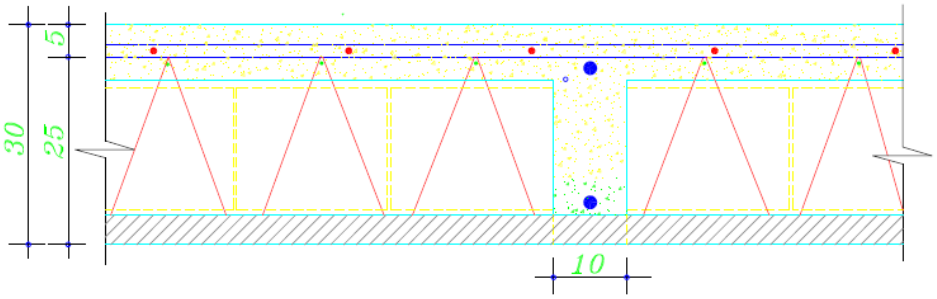
موضوع:

محاسبات

طبقه	ارتفاع قاب(m)	ضخامت سقف سازه ای (m)	ارتفاع سازه ای (m)
زیر زمین	2.4	0.3	2.1
مسکونی	3.1	0.3	2.8
فر پشته	3.1	0.3	2.8

کف پارکینگ :





www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

نحوه محاسبه وزن واحد سطح بلوک ها و بتن بین آنها در انتهای جدول آمده است.

مصالح	وزن مخصوص kg/m^3	ضخامت (m)	وزن واحد سطح kg/m^2
موزائیک	2250	0.025	56.3
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
بتن با پوکه معدنی	1300	0.05	65
دال بتن مسلح	2500	0.05	125
بتن بین بلوک ها	2500	0.2	100
بلوک ها	---	0.2	70
گچ و خاک	1600	0.02	32
سفید کاری	1300	0.01	13

$$\sum = 503.3$$

انتخاب بار مرده $\rightarrow 505\ kg/m^2 \rightarrow 0.505\ ton/m^2$

- ✓ بلوک سفالی به عرض و ارتفاع 200 میلی متر و طول 400 میلی متر و جرم هر بلوک 7 کیلوگرم،فاصله بین تیرچه ها 500 میلی متر می باشد

$$\text{بتن بین بلوک ها} = 2500 \times \frac{0.2\times0.1}{0.5} = 100\ kg/m^2$$

$$\text{وزن واحد سطح بلوک ها} = \frac{7}{0.5\times0.2} = 70\ kg/m^2$$

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

کف طبقات :

مصالح	وزن مخصوص kg/m^3	ضخامت (m)	وزن واحد سطح kg/m^2
سنگ گرانیت	2800	0.02	56
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
پوکه معدنی	1300	0.05	65
دال بتن مسلم	2500	0.05	125
بتن بین بلوک ها	2500	0.2	100
بلوک ها	---	0.2	70
گچ و خاک	1600	0.02	32
سفید کاری	1300	0.01	13

انتخاب بار مرده $\rightarrow$ $505\ kg/m^2 \rightarrow 0.505\ ton/m^2$

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

کف بام و خرپشته :

مصالح	وزن مخصوص kg/m^3	ضخامت (m)	وزن واحد سطح kg/m^2
آسفالت	2200	0.02	56
قیر گونی دو لایه	---	---	15
پوکه معدنی	1300	0.1	130
دال بتن مسلح	2500	0.05	125
بتن بین بلوک ها	2500	0.2	100
بلوک ها	---	0.2	70
ملات گچ و خاک	1600	0.02	32
سفید کاری	1300	0.01	13

انتخاب بار مرده $\rightarrow 545\ kg/m^2 \rightarrow 0.545\ ton/m^2$

- ✓ در عمل اکثراً وزن واحد حجم بتن مسلح در محدوده ی 2350 تا 2500 کیلوگرم بر متر مکعب در نظر گرفته شده و بدین ترتیب از محاسبه وزن میلگردها به صورت جداگانه احتراز می شود.

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

اسکلت :

همانطور که می دانیم وزن اسکلت شامل وزن تیر،ستون و مهار بند می باشد. حدس اولیه از تیر ، ستون و مهار بند به صورت زیر می باشد :

تیرها → میانی $CPE\ 180$ ، کناری و میانی $CPE\ 160$ ، کناری $IPE\ 180$

ستون ها → $IPE\ 160$

مهار بندی → $2L_{60*60*6}$, $2L_{80*80*8}$

وزن اسکلت را بصورت گسترده سطحی بر اساس جداول زیر بیان می کنیم.

تیرها :

طبقه	طول تیر (m)				وزن واحد طول تیر kg/m				وزن (ton)	مساحت طبقه(m^2)	وزن واحد سطح ton/m^2
	IPE180	IPE160	CPE160	CPE180	IPE180	IPE160	CPE160	CPE180			
پارکینگ	2.8	26	28.4	18.3	18.8	15.8	8.1	10.4	0.88	49.53	0.017
مسکونی	2.8	28.5	23.7	22.6	18.8	15.8	8.1	10.4	0.93	70.53	3×0.013
فر پشته	---	12.7	---	---	18.8	15.8	8.1	10.4	0.2	9.03	0.02

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

تذکر: جهت به دست آوردن وزن واحد طول تیر های لانه زنبوری (CPE) ارتفاع آنها را بر عدد 1.5 تقسیم می کنیم تا تیر IPE ابتدایی بدست آید، سپس با تقریب قابل قبولی می توان از وزن واحد طول IPE استفاده نمود.

جزئیات محاسبه طول تیر ها بشرح زیر می باشد:

پارکینگ → $IPE\ 180 \rightarrow 2.8\ m$

$IPE\ 160 \rightarrow 2.15+4.2+4.3 + (2\times4.2) + (2\times3.5) = 26\ m$

$CPE\ 180 \rightarrow (2\times3.5) + (2\times5.65) = 18.3\ m$

$CPE\ 160 \rightarrow 4.2+2.15 + (2\times5.3) + (2\times4.3) +2.85= 28.4\ m$

مسکونی → $IPE\ 180 \rightarrow 2.8\ m$

$IPE\ 160 \rightarrow 2.45+ 2.15+4.2+4.3+ (2\times4.2) + (2\times3.5) = 28.5\ m$

$CPE\ 180 \rightarrow (2\times3.5) + (2\times5.65)+ (2\times2.15)= 22.6\ m$

$CPE\ 160 \rightarrow 4.2+5.3 +2.15 + 3.5 + (2\times4.3) +2.85= 23.75\ m$

خر پشته → $IPE\ 160 \rightarrow (2\times2.15)+(2\times4.2)= 12.7\ m$

www.Prozhe.com

ستون ها :

از 2IPE 180 مرکب شده است.

طبقه	ارتفاع (m)	تعداد	وزن واحد طول (kg/m)	وزن (ton)	مساحت طبقه (m^2)	وزن واحد سطح ton/m^2
پارکینگ	2.4	11×2	18.8	0.99	49.53	0.019
مسکونی	3.1	11×2	18.8	1.28	70.53	0.018
خرپشته	3.1	4×2	18.8	0.46	9.03	0.05

مهار بند ها :

طبقه	طول (m)	تعداد	وزن واحد طول kg/m	وزن (ton)	مساحت طبقه m^2	وزن واحد سطح ton/m^2
پارکینگ	4.92	1 × 2 × 4	9.63	0.37	49.53	0.0074
مسکونی	5.3	4 × 2 × 4	9.63	1.63	70.53	0.023

موضوع:

محاسبات

جزئیات محاسبه طول مهاربند ها به شرح زیر است :

پارکینگ → $L= \sqrt{2.4^2 + 4.3^2} = 4.92\ m$

مسکونی → $L= \sqrt{3.1^2 + 4.3^2} = 5.3\ m$

طبقه	تیرها ton/m^2	ستونها ton/m^2	مهاربند ها ton/m^2	وزن اسکلت ton/m^2
پارکینگ	*0.017*	*0.019*	*0.0074*	*0.0434*
مسکونی	*0.013×3*	*0.018*	*0.023*	*0.08*
خرپشته	*0.02*	*0.05*	---	*0.07*

در آخر وزن واحد سطح اسکلت را به صورت زیر انتخاب می کنیم :

پارکنیگ → 43.4 kg/m^2

مسکونی → 80 kg/m^2

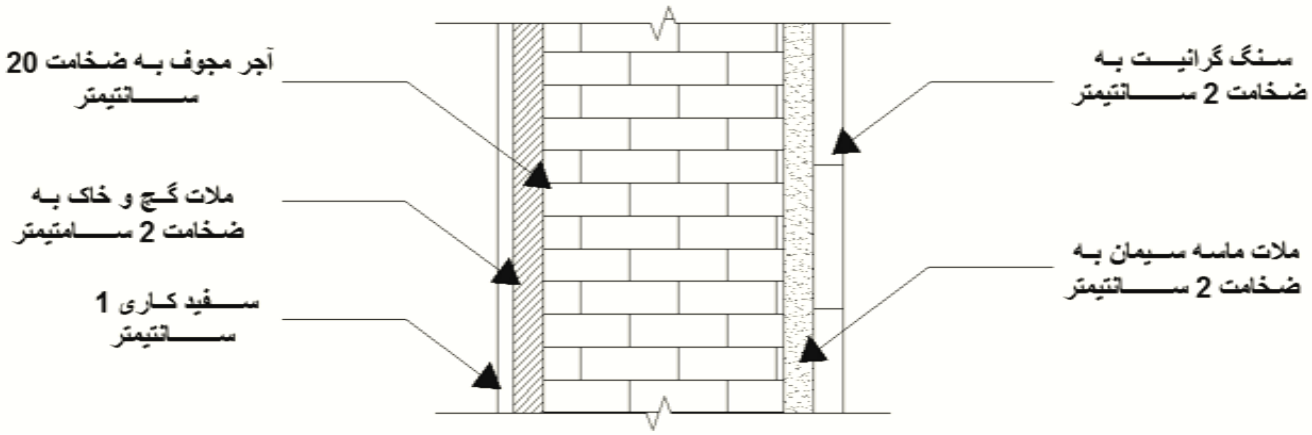
خرپشته → 70 kg/m^2

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

دیوار پیرامونی (خارجی) نمادار :



مصالح	وزن مخصوص(kg/m^3)	ضخامت (m)	وزن واحد سطح (kg/m^2)
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
آجر مجوف	850	0.2	170
ملات گچ و خاک	1600	0.02	32
سفید کاری	1300	0.01	13
سنگ گرانیت	2800	0.02	56

$\sum = 313$

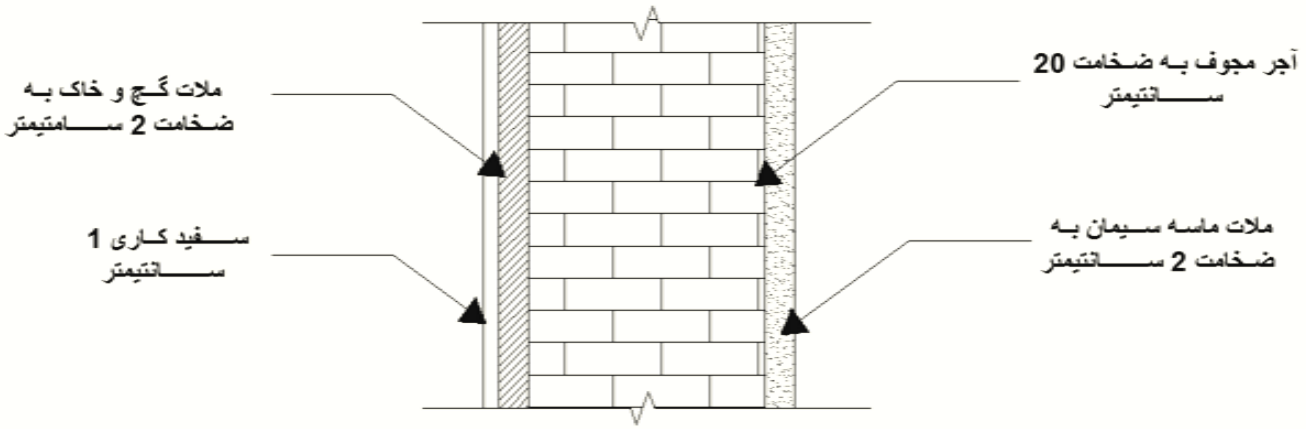
انتخاب بار مرده $\rightarrow$ $315\ kg/m^2$

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

دیوار پیرامونی (خارجی) بدون نما :



مصالح	وزن مخصوص(kg/m^3)	ضخامت (m)	وزن واحد سطح (kg/m^2)
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
آجر مجوف	850	0.2	170
ملات گچ و خاک	1600	0.02	32
سفید کاری	1300	0.1	13

انتخاب بار مرده → $257\ kg/m^2$

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

حال بر اساس نوع کاربری طبقه ،وزن واحد سطح دیوار ،ارتفاع طبقه و درصد بازشو دیوار به محاسبه بار معادل خطی دیوارهای نمادار و بدون نما می پردازیم.

برای نمونه یک دیوار را با احتساب کسر پنجره به صورت دقیق محاسبه کرده و باقی دیوار ها را با تقریب قابل قبولی محاسبه می کنیم.

سطح اشغال پنجره طبقات $\rightarrow \quad 1.2\times2.1\times8= 20.16\ m^2$

سطح اشغال پنجره پارکینگ $\rightarrow \quad 2\times0.9\times2.1= 3.78\ m^2$

مساحت کل بر (نما) $\rightarrow \quad A=13.9\times6= 83.4\ m^2$

سطح خالص نما در بر6 متری برای محاسبه وزن $\rightarrow \quad 83.4 - (20.16 + 3.78) = 59.46\ m^2$

سطح خالص یک طبقه مسکونی :

کل $A=3.1 \times 6 = 18.6\ m^2$

$\rightarrow \quad 18.6 - (2.52 \times 2) = 13.56\ m^2$

پنجره $A=1.2 \times 2.1 = 2.52\ m^2$

سطح خالص پارکینگ :

کل $A= 2.4\times 6 = 14.4\ m^2$

$\rightarrow \quad 14.4 - (1.08 \times 2) = 12.24\ m^2$

پنجره $A= 0.9 \times 1.2 = 1.08\ m^2$

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

جان پناه :

ارتفاع جان پناه $= 80\ cm$

$A = 6 \times 0.8 = 4.8\ m2$

بار معادل خطی دیوار = وزن واحد سطح دیوار × ارتفاع × (درصد بازشو − 1)

در صد بازشو $= 30\ ٪$

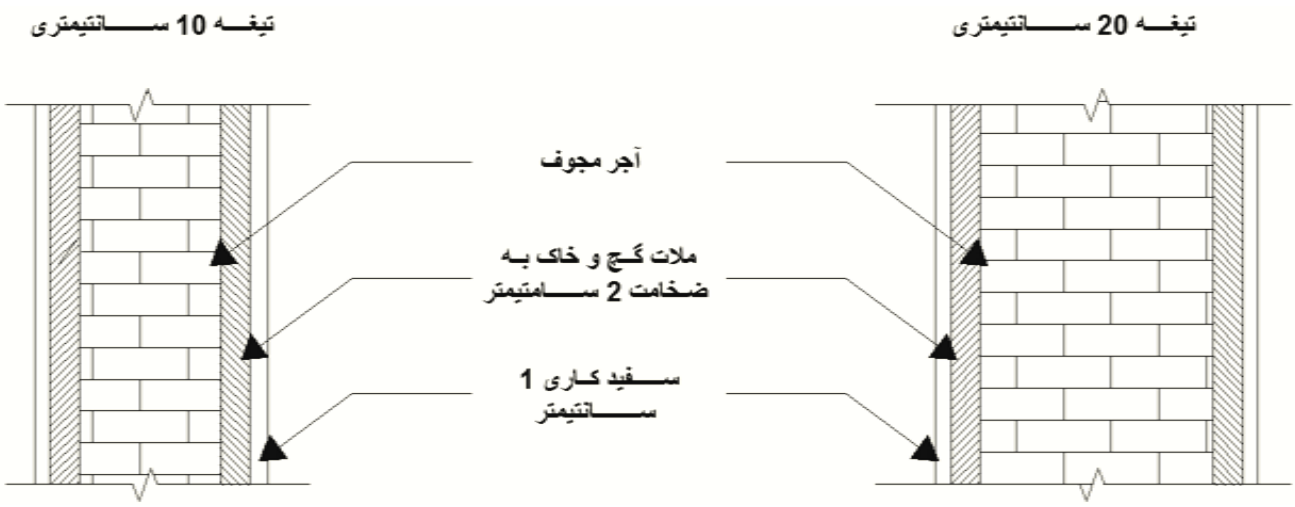
نوع دیوار	محل	وزن واحد سطح ton/m^2	ارتفاع m	احتساب درصد بازشو %	بار معادل خطی محاسباتی	بار معادل خطی انتخابی
بتنی	مسکونی	0.315	3.1	70	0.683	0.685
	بام(جان پناه)	0.315	0.8	0	0.252	0.252
آجری	پارکینگ	0.26	2.4	0	0.624	0.625
	مسکونی	0.26	3.1	0	0.806	0.810
	بام(جان پناه)	0.26	0.8	0	0.208	0.210
	فرپشته	0.26	3.1	0	0.806	0.810

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

تیغه های داخلی :



تیغه های داخلی (20 سانتی)	مصالح	وزن مخصوص kg/m^3	ضخامت (m)	وزن واحد سطح kg/m^2
	آجر مجوف	850	0.2	170
	ملات گچ و خاک	1600	2×0.02	64
	سفید کاری	1300	2×0.01	26

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

وزن واحد سطح kg/m^2	ضخامت (m)	وزن مخصوص kg/m^3	مصالح	تیغه های داخلی (ضخامت 10 سانتی)
85	0.1	850	آجر مجوف	
64	2×0.02	1600	ملات گچ و خاک	
26	2×0.01	1300	سفید کاری	

طبق بند 6-2-2-2 خواهیم داشت :

وزن واحد سطح تیغه ها باید در ارتفاع و طول تیغه ها ضرب شده و بر مساحت پلان تقسیم شود تا بار معادل سطحی تیغه ها ی داخلی به دست آید.

$$q_{equivalent} = \sum \frac{h \times l}{A} \times q_{pi}$$

h =ارتفاع تیغه A =مساحت پلان

l = طول تیغه q_{pi} = وزن واحد سطح تیغه

مطابق بند 6-2-2-5 مقررات ملی ساختمان ،باید اثر موضعی تیغه ها در طراحی کف ها منظور شود، در این پروژه اکثر دیوارهای داخلی روی تیرهای اصلی قرار گرفته است و نیازی به محاسبه عکس العمل آنها نیست.

P_{10} → تیغه 10 سانتی

P_{20} → تیغه 20 سانتی

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

طبقه	تیغه 10 سانتی				تیغه 20 سانتی				بار معادل سطحی (kg/m^2)
	q_{pi}	h	l	A	q_{pi}	h	l	A	
مسکونی	175	2.8	22.46	70.53	260	2.8	33	70.53	496.6

طبق بند 6-2-2-3 :

در کف هایی که بار زنده آنها از 500 کیلوگرم بر متر مربع کم تر است بار معادل گسترده نظیر تیغه ها نباید کم تر از 100 کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شود.

$150 \sim 350\ kg/m^2 < 500\ kg/m^2$ بار زنده در ساختمان مسکونی

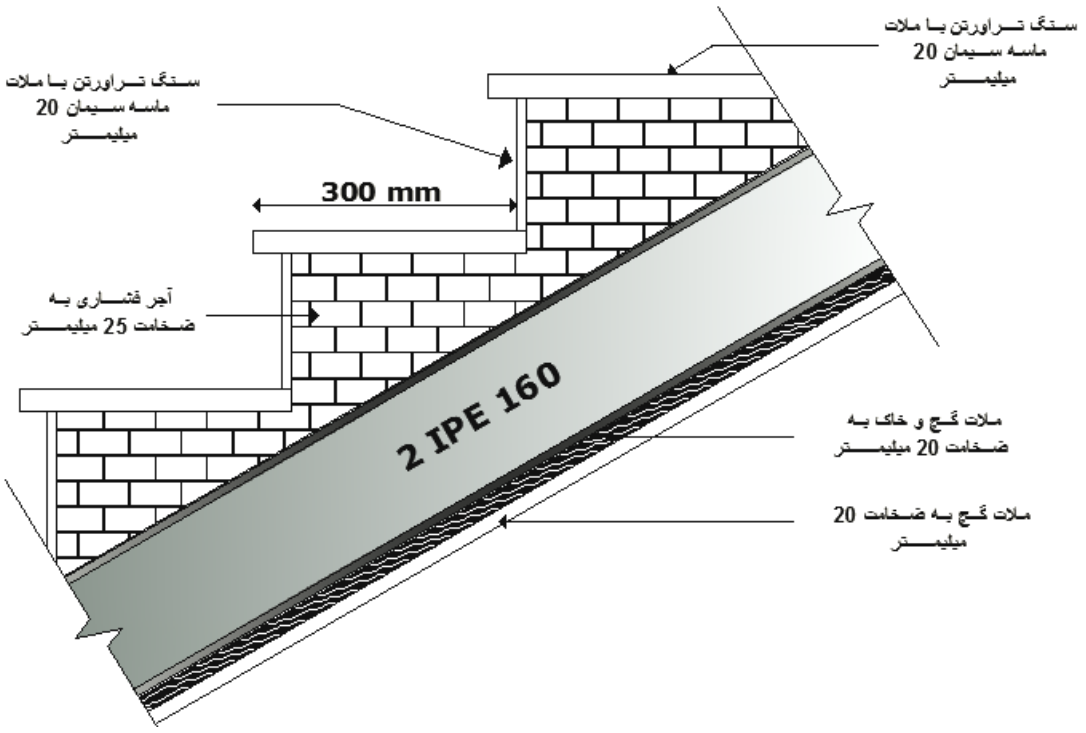
$496.6 > 100$ ✓ O.K.

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

جزئیات پله :



موضوع:

محاسبات

1) شمشیری :

عرض پله 1 متر می باشد.

$IPE\ 160 \rightarrow 15.8\ {}^{kg}/_{m^2}$

مصالح	وزن مخصوص $({}^{kg}/_{m^3})$	ضخامت (m)	وزن $({}^{kg}/_{m^2})$
سنگ تراورتن (پله)	2300	0.04	92
سنگ تراورتن (پیشانی)	2300	0.02	46
آجر فشاری	1850	0.025	46.25
ملات ماسه سیمان	2100	0.07	147
2IPE 160	---	---	$\frac{15.8}{0.9} \times 2 = 35.2$
طاق ضربی	1750	0.11	192.5
ملات گچ و خاک	1600	0.02	32
سفید کاری	1300	0.02	26

$\sum = 616.95$

انتخاب بار پله $\rightarrow$ $620\ {}^{kg}/_{m^2}$

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

محاسبه کل وزن شمشیری در هر طبقه :

طبقه	تعداد پله	وزن هر شمشیری (kg)	وزن کل شمشیری (ton)
مسکونی		620	44.64
پارکینگ	11	620	6.82

2) پاگرد :

مصالح	وزن مخصوص (kg/m^3)	ضخامت(m)	وزن (kg/m^2)
سنگ تراورتن	2400	0.02	48
بتن با پوکه معدنی	1300	0.05	65
ملات ماسه سیمان	2100	0.02	42
2IPE 160	---	---	$\frac{15.8}{0.9} \times 2 = 35.2$
ملات گچ و خاک	1600	0.01	16
سفید کاری	1300	0.01	13

$\sum = 219.2$

انتخاب بار مرده $\rightarrow$ 220 kg/m^2

www.Prozhe.com

حال با توجه به وزن واحد سطح پاگرد ،وزن کل پاگرد هر طبقه را محاسبه می نماییم.

$10 \times 2.05 \ m^2 \ \times 220 \ = 4510 \ kg$

محاسبه بار مرده کل ساختمان

1 -کف سازی :

طبق جزئیات معماری بدست آمده و محاسبات صورت گرفته بار مرده کف سازی به قرار زیر است.

کف-کاربری	شدت بار (ton/m^2)	مساحت (m^2)	وزن (ton)
مسکونی	0.5	70.53	35.265
بام و خرپشته	0.5	70.53+9.03	39.78

2 -تیغه های داخلی :

طبق وزن واحد سطح تیغه های داخلی و مساحت طبقات ،بار مرده تیغه ها به شرح زیر است.

کف-کاربری	شدت بار (ton/m^2)	مساحت (m^2)	وزن (ton)
مسکونی	0.5	70.53	35.265

3 -راه پله (پاگرد و شمشیری) :

طبق جزئیات محاسبات مربوط به پاگرد و شمشیری ،وزن کل راه پله به قرار زیر است.

کف-کاربری	شدت بار (ton/m^2)	مساحت پاگرد (m^2)	وزن شمشیری	وزن معادل (ton)
مسکونی	0.22	16.4	44.64	48.248
پارکینگ	0.22	4.1	6.82	7.722

4 -اسکت :

طبق محاسبات صورت گرفته وزن اسکلت به قرار زیر است:

کف-کاربری	شدت بار (ton/m^2)	مساحت (m^2)	وزن (ton)
مسکونی	0.08	70.53	5.65
پارکینگ	0.0434	49.53	2.15
خرپشته	0.07	9.03	0.63

5 -دیوار پیرامونی نمادار :

در پروژه بخش جنوبی ساختمان دارای دیوار پیرامونی نمادار است. بر اساس بار معادل خطی دیوار ، وزن کل دیوار نما دار به شرح زیر است.

وزن (ton)	طول (m)	بار خطی دیوار نمادار (ton/m)	کف- کاربری
1.78	5.65	0.315	بام(جان پناه)
1.78	5.65	0.315	مسکونی

6 -دیوار پیرامونی بدون نما :

در پروژه بخش های شمالی ،شرقی و غربی ساختمان دارای دیوار پیرامونی بدون نما هستند. بر اساس بار معادل خطی دیوار ، وزن کل دیوار بدون نما بشرح زیر است:

وزن (ton)	طول (m)	بار خطی دیوار نمادار (ton/m)	کف- کاربری
21	33.65	0.624	زیر زمین(پارکینگ)
27.12	33.65	0.806	مسکونی
7	33.65	0.208	بام(جان پناه)
1.74	2.15	0.806	خرپشته

نهایتاً مجموع بارهای مرده در جدول زیر محاسبه می شود که در آن کلیه واحد ها در بعد وزن به ton می باشد :

جدول بارهای مرده

وزن مرده کل	دیوار بی نما	دیوار نمادار	اسکلت	راه پله	تیغه داخلی	کف سازی	کف
43.93	1.74	1.78	0.63	---	---	39.78	6
137.723	7	1.78	5.65	48.248	35.265	39.78	5
153.328	27.12	1.78	5.65	48.248	35.265	35.265	4
153.328	27.12	1.78	5.65	48.248	35.265	35.265	3
153.328	27.12	1.78	5.65	48.248	35.265	35.265	2
153.328	27.12	1.78	5.65	48.248	35.265	35.265	1
30.872	21	---	2.15	7.722	---	---	0

$$\sum = 825.837 \ ton$$

www.Prozhe.com

بخش– 2) بار زنده و بار برف

تعیین بار زنده کل ساختمان :

بارهای زنده عبارتند از بارهای غیر دائمی که در حین استفاده و بهره برداری از ساختمان به آن وارد می شود.

با مراجعه به مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ،میزان بار زنده کفها و قسمت های مختلف ساختمان مربوط به ساختمان قرائت می شود:

بار زنده بام ← 150 کیلوگرم بر متر مربع

بار زنده طبقات ← 200 کیلوگرم بر متر مربع

بار زنده راه پله ← 350 کیلوگرم بر متر مربع

بار زنده پارکینگ ← 500 کیلوگرم بر متر مربع

تعیین بار برف :

چون محل پروژه شهر تهران می باشد بنابر این در منطقه 4 با بار برف زیاد قرار دارد. بنابر این بار برف مبنای(P_s) آن $150\ {}^{kg}/_{m^2}$ در نظر گرفته می شود.

بار برف بام از رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$P_r = C_s \times P_s > 25\ {}^{kg}/_{m^2}$$

برای بام های مسطح ضریب $C_s = 1$ می باشد.

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

بار برف طراحی $P_r = 1 \times 150 = 150 \ {}^{kg}/_{m^2}$

* نکته : در مورد بام ها باید ماکزیمم بار زنده اعمالی بر بام و بار برف را به عنوان بار روی بام و خرپشته در نظر گرفت :

بار گسترده بام و خرپشته (زنده) = Max (150 و 150) ${}^{kg}/_{m^2} = 150 \ {}^{kg}/_{m^2}$

جدول بارهای زنده

کاربری / کف		6	5	4	3	2	1	0
بام	بار ${}^{t}/_{m^2}$		0.15					
	A (m^2)		70.53					
طبقات	بار ${}^{t}/_{m^2}$			0.2	0.2	0.2	0.2	
	A (m^2)			70.53	70.53	70.53	70.53	
پارکینگ	بار ${}^{t}/_{m^2}$							0.5
	A (m^2)							49.53
راه پله	بار ${}^{t}/_{m^2}$		0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
	A (m^2)		8.4	8.4	8.4	8.4	8.4	5.75
برف	بار ${}^{t}/_{m^2}$	0.15	0.15					
	A (m^2)	9.03	70.53					
وزن زنده کل (ton)		1.35	13.52*	17.05	17.05	17.05	17.05	26.77
$\sum$ =		109.84 ton						

www.Prozhe.com

بخش– 3) بار زلزله (روش تحلیل استاتیکی معادل)

نیروی برشی پایه (V)

در روش تحلیل استاتیکی معادل حداقل نیروی برشی پایه یا مجموع نیروهای زلزله در هریک از امتداد های ساختمان بصورت رابطه زیر بیان می شود :

$$V = CW$$

که در این رابطه :

V=نیروی برشی در تراز پایه

W=وزن کل ساختمان شامل تمام بار مرده و تاسیسات ثابت به اضافه درصدی از بار زنده و برف

C=ضریب زلزله

ضریب زلزله $C=\frac{ABI}{R}$

A=نسبت شتاب مبنای طرح

B=ضریب بازتاب ساختمان

I=ضریب اهمیت ساختمان

R=ضریب رفتار ساختمان

در ادامه به شرح شرایط پروژه در مورد ضرایب فوق می پردازیم.

محاسبه ضریب زلزله (C)

الف- نسبت شتاب مبنای طرح :

نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق مختلف کشور ، بر اساس خطر لرزه خیزی آن ها بر اساس جدول 2-7-6 تعیین می گردد.

محل احداث پروژه شهر *تهران* است، که طبق جدول منطقه ای دارای خطر لرزه خیزی نسبی خیلی زیاد می باشد.

بنابر این طبق جدول مذکور نسبت شتاب مبنای طرح (A) به صورت زیر انتخاب می شود.

$$A = 0.35$$

ب- ضریب بازتاب ساختمان :

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین است. این ضریب با استفاده از روابط آئین نامه زلزله 2800 یا مبحث 6 مقررات ملی ساختمان تعیین می شود.

منطبق بر مشخصات پروژه ،زمین محل احداث نوع IV می باشد. بر این منوال با استناد به جدول 3-7-6 مقادیر T_o و T_s و S به صورت زیر حاصل می شود :

$$T_o = 0.15$$

$$T_s = 1.0$$

$$S = 1.75$$

www.Prozhe.com

محاسبه زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان (T)

ب - 1) محاسبه T در امتداد محور x :

ساختمان پروژه در امتداد x از نوع قاب خمشی فولادی است. لذا مطابق رابطه 6-7-6 :

$$T = 0.08\, H^{3/4}$$

در این رابطه H ، ارتفاع ساختمان بر حسب متر از تراز پایه است و در محاسبه آن ، ارتفاع خرپشته در صورتیکه وزن آن بیشتر از 25٪ وزن بام باشد، نیز باید منظور گردد.

وزن خرپشته نسبت به بام = (وزن خرپشته)/(وزن بام) = 43.93/137.723 = 0.318 = 31.8 %

از روی فونداسیون $H = 17.9\ m$ → ارتفاع خرپشته باید منظور گردد → $31\% > 25\ \%$

$$T_x = 0.08(17.9)^{3/4} = 0.696\ \text{sec}$$

ب - 2) محاسبه T در امتداد محور Y :

ساختمان پروژه در امتداد محور Y از نوع سیستم ترکیبی قاب ساده و مهاربند فولادی می باشد ، بنابر این T از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$T = 0.05\, H^{3/4}$$

$$T_y = 0.05\ (17.9)^{3/4} = 0.434$$

www.Prozhe.com

ب - 3) محاسبه B

ب-3-1) محاسبه B_x :

خاک نوع چهار → خطر لرزه خیزی → $S= 1.75$

$T_o = 0.15$ $T_s = 1.0$

$T_o = 0.15 \leq T_x = 0.696 \leq T_s = 1.0$

$B_x = S + 1 = 1.75 + 1 = 2.75$

ب-3-2) محاسبه B_y :

$T_o = 0.15 \leq T_y = 0.435 \leq T_s = 1.0$

$B_y = S + 1 = 1.75 + 1 = 2.75$

ج) ضریب اهمیت ساختمان (I) :

طبق جدول شماره 6-7-5 ، ساختمان های مسکونی در گروه ساختمان های با اهمیت متوسط می باشند بنابر این ضریب اهمیت این ساختمان ها به قرار زیر است:

$I= 1.0$

www.Prozhe.com

د) ضریب رفتار ساختمان :

ضریب رفتار ساختمان در دو جهت x با سیستم قاب خمشی فولادی و y با سیستم قاب ساده و مهاربندی فولادی به صورت زیر می باشد:

$R_x = 7$ $R_y = 6$

محاسبه C :

با توجه به مقادیر **A، B، R** و I در دو جهت به محاسبه C می پردازیم:

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

جهت	A	B	I	R	C
X	*0.35*	*2.75*	*1.0*	*7*	*0.1375*
Y	*0.35*	*2.75*	*1.0*	*6*	*0.1604*

www.Prozhe.com

محاسبه وزن کل ساختمان :

وزن کل ساختمان شامل تمام بار مرده و وزن تاسیسات ثابت به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف طبق جدول 6-7-1 مشخص شده است. طبق این جدول درصد مشارکت بار زنده برای ساختمان های مسکونی٪ 20 و برای بام های مسطح نیز ٪ 20 می باشد.

طبق جدول بارهای مرده و زنده:

وزن مرده ساختمان = 825.837 *ton*

وزن زنده ساختمان = 109.84 *ton*

$$W = 825.837 + \left(\frac{20}{100} \times 109.84\right) = 847.805 \text{ ton}$$

محاسبه برش پایه :

بر اساس رابطه $V=CW$ و مقادیر بدست آمده برای C و W به محاسبه برش پایه ساختمان در دو امتداد X وY طبق جدول زیر می پردازیم:

جهت	C	w (ton)	v(ton)
X	*0.1375*	*847.805*	*116.57*
Y	*0.1604*	*847.805*	*135.98*

www.Prozhe.com

توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان :

نیروی برشی پایه V ، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می گردد.

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

h_i : ارتفاع سقف طبقه i از تراز پایه

F_i : نیروی جانبی در تراز طبقه i ام

W_i : وزن طبقه i ام

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه

F_t : نیروی جانبی اضافی (اثر شلاقی) در تراز سقف طبقه n که به وسیله رابطه زیر محاسبه می شود:

$$F_t = 0.07\ T.V$$

مطابق بند 6-7-2-5-9 :

$$T \leq 0.7\ s \rightarrow F_t = 0$$

$$T_x = 0.696 \leq 0.7\ s \rightarrow F_t = 0$$

$$T_y = 0.435 \leq 0.7\ s \rightarrow F_t = 0$$

موضوع:

محاسبات

محاسبه Wi :

به منظور محاسبه w_i از جدول بارهای مرده ساختمان در قسمت بار مرده استفاده می کنیم .

کف	کف سازی	تیغه داخلی	راه پله	اسکلت	دیوار نمادار	دیوار بی نما	وزن مرده کل
6	39.78	---	---	0.63	1.78	1.74	43.93
5	39.78	35.265	48.248	5.65	1.78	7	137.723
4	35.265	35.265	48.248	5.65	1.78	27.12	153.328
3	35.265	35.265	48.248	5.65	1.78	27.12	153.328
2	35.265	35.265	48.248	5.65	1.78	27.12	153.328
1	35.265	35.265	48.248	5.65	1.78	27.12	153.328
0	---	---	7.722	2.15	---	21	30.872

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

کف	وزن مرده (ton)	درصد وزن زنده (ton)	W_i(ton)
6	*43.93*	*0.2×1.35*	*44.2*
5	*137.723*	*0.2×13.52*	*140.427*
4	*153.328*	*0.2×17.05*	*156.738*
3	*153.328*	*0.2×17.05*	*156.738*
2	*153.328*	*0.2×17.05*	*156.738*
1	*153.328*	*0.2×17.05*	*156.738*

$$\sum = 811.579 \text{ ton}$$

www.Prozhe.com

محاسبات

محاسبه F_i در امتداد x :

با توجه به رابطه F_i و مقدار $V_x = 116.57$ به محاسبه نیروی جانبی تراز طبقات می پردازیم و همانطور که ذکر گردید اثر شلاقی برابر صفر لحاظ می شود.

کف	h_i (m)	w_i (ton)	$w_i h_i$ (ton.m)		$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}(V - F_t)$
6	17.9	44.2	791.18	0.10853	12.65
5	14.8	140.427	2078.31	0.28511	33.23
4	11.7	156.738	1833.83	0.25157	29.32
3	8.6	156.738	1347.94	0.18491	21.55
2	5.5	156.738	862.05	0.11825	13.784
1	2.4	156.738	376.17	0.05160	6.01
			$\sum = 7289.48$	---	---

www.Prozhe.com

محاسبات

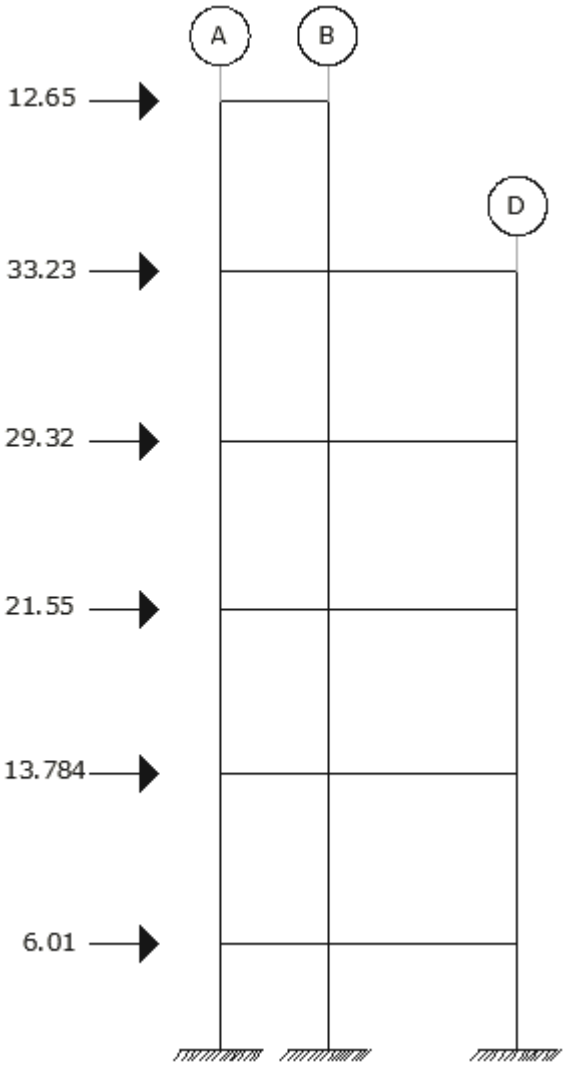
محاسبه F_i در امتداد Y :

با توجه به رابطه F_i و مقدار $V_y = 135.98$ به محاسبه نیروی جانبی تراز طبقات می پردازیم و همانطور که ذکر گردید اثر شلاقی برابر صفر لحاظ می شود.

کف	h_i (m)	w_i (ton)	$w_i h_i$ (ton.m)		$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}(V - F_t)$
6	17.9	44.2	791.18	0.10853	14.75
5	14.8	140.427	2078.31	0.28511	38.76
4	11.7	156.738	1833.83	0.25157	34.20
3	8.6	156.738	1347.94	0.18491	25.14
2	5.5	156.738	862.05	0.11825	16.07
1	2.4	156.738	376.17	0.05160	7.01
			$\sum = 7289.48$	---	---

موضوع:

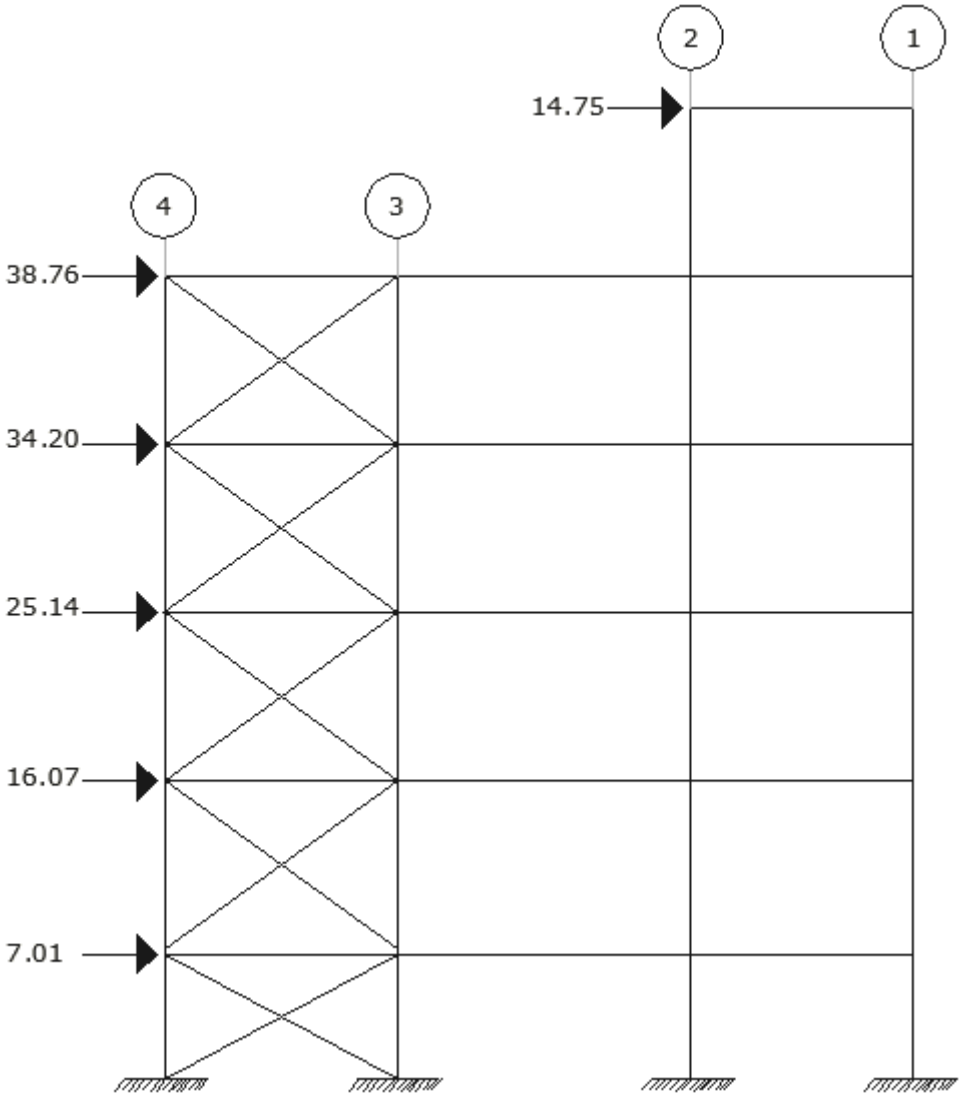
محاسبات



www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات



www.Prozhe.com

بخش– 4) بار باد

برای بدست آوردن ماکزیمم اثر نیروی باد ، بزرگترین وجه ساختمان که باد میتواند به آن نیرو وارد کند را انتخاب می کنیم.

بر اساس آیین نامه نیروی ناشی از باد بر روی سطوح ساختمان ها و سایر سازه ها از رابطه زیر محاسبه می شود :

$$F = P.A$$

P : فشار با مکش ناشی از باد

A : مساحت سطحی از ساختمان که فشار یا مکش بر آن وارد می شود.

فشار یا مکش ناشی از باد بر روی سطوح ساختمان ، در هر ارتفاعی از آن ، از رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$P = C_e . C_q . q$$

q : فشار مبنای باد

C_q : ضریب اثر تغییر سرعت

C_e : ضریب شکل

محاسبه فشار مبنای باد (q)

همانگونه که ذکر گردید محل احداث پروژه شهر تهران می باشد که با استناد به جدول 6-6-1 و با توجه به مطالعات آماری صورت گرفته فشار مبنای باد در این شهر $q=50\ ^{kg}/_{m^2}$ است.

www.Prozhe.com

محاسبه ضریب اثر تغییر سرعت (C_q)

بند 6-6-7-2 مقررات ملی ساختمان بیان می کند : *" در ساختمان های کوتاهتر از 60 متر به جز ساختمان های کوتاه که دارای سقف شیب دارند مانند ساختمان کارخانجات و انبارها، به جای محاسبه باد بر سطوح رو به باد وپشت به باد مطابق بند 6-6-7-1 می توان اثر بار را بر روی سطوح رو به باد محاسبه نمود و در رابطه 6-6-2 به جای A مساحت تصویر این سطوح را بر روی صفحه ای که عمود بر جهت باد است منظور کرد."*

در این حالت ضریب شکل با توجه به ارتفاع ساختمان باید به شرح زیر لحاظ شود :

$$C_q = 1.3 \quad \leftrightarrow \quad h \leq 12\ m$$

$$C_q = 1.4 \quad \leftrightarrow \quad 12\ m \leq h \leq 60\ m$$

ارتفاع پارکینگ از کف تا تراز پایه $- 17.9 =$ ارتفاع ساختمان $= 17\ m$

محاسبه ضریب اثر تغییر سرعت (C_e)

طبق جدول 6-6-2 و با توجه به محل پروژه که در داخل شهر با ساختمان های انبوه قرار دارد ،مقدار C_e به قرار زیر است:

$$C_e = 1.6 \quad \leftrightarrow \quad 0\ m \leq h \leq 10\ m$$

$$C_e = 1.9 \quad \leftrightarrow \quad 10\ m \leq h \leq 20\ m$$

محاسبه F_i (نیروی باد در تراز طبقات)

برای محاسبه نیروی باد در تراز طبقات از ضرایب بدست آمده استفاده می نماییم.

نیروی باد در تراز m (0-10):

$$P= 1.6 \times 1.4 \times 50 = 112 \ {}^{kg}/_{m^2} \ = 0.112 \ {}^{ton}/_{m^2}$$

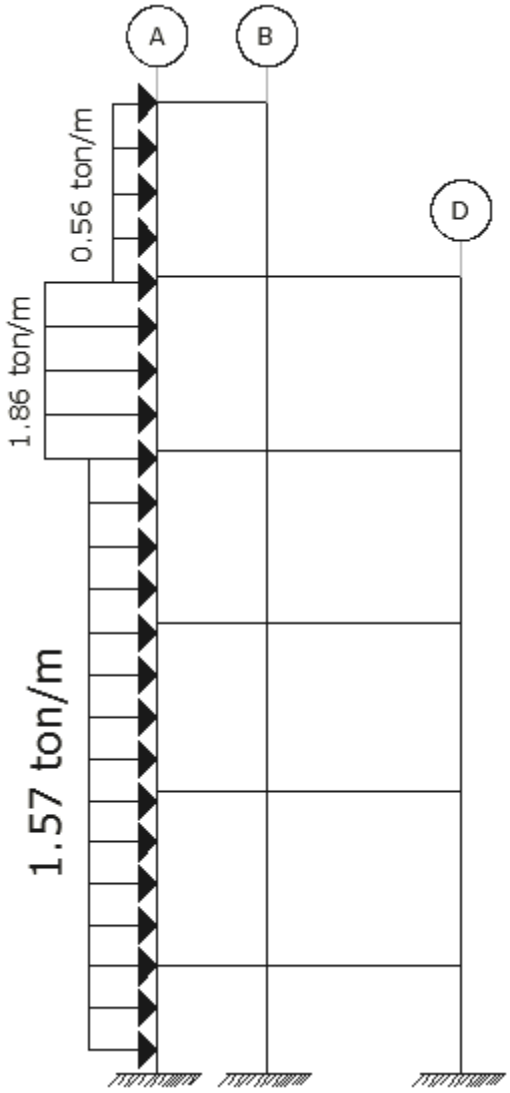
نیروی باد در تراز m (10-20):

$$P= 1.9 \times 1.4 \times 50 = 133 \ {}^{kg}/_{m^2} \ = 0.133 \ {}^{ton}/_{m^2}$$

طبقه	$P \times B$	F $({}^{ton}/_{m})$
5	*0.133×4.2*	*0.56*
4	*0.133×14*	*1.86*
3	*0.112×14*	*1.57*
2	*0.112×14*	*1.57*
1	*0.112×14*	*1.57*
0	*0.112×14*	*1.57*

موضوع:

محاسبات



www.Prozhe.com

با توجه به جدول بالا و جدول نیروهای ناشی از زلزله مشاهده می شود که در بین نیروهای جانبی وارد بر سازه نیروی زلزله بیشینه است. بنابر این نیروی زلزله تعیین کننده می باشد.

توزیع نیروی زلزله در پلان

وقتی صحبت از توزیع در پلان می شود یعنی برش ناشی از زلزله در کجا وارد شده و به هریک ازعوامل مقاوم چه نیرویی اثر می کند.

مرکز جرم کف C_m

مرکز جرم یک طبقه مرکز ثقل آن طبقه است. برای پیدا کردنC_m مرکز ثقل کف را مطابق روال عادی بدست آوریم.

در این رابطه باید توجه داشت که در هر کف صحبت از بار W_x است یعنی علاوه بر بار کف ،بار دیوار های بالا و پایین تاثیر دارد. بار تیغه ها جزو بار مرده کف در نظر گرفته می شوند. در اینجا ازF_x صحبت می کنیم.

مرکز برش C_v

نقطه ایست که برش در آن طبقه وارد می شود. در اینجا صحبت از نقطه اثر V_i است حال آنکه در مرکز جرم صحبت از نقطه اثر F_x بود.

برای پیدا کردن مرکز برش کافیست نیروی هر کف را در مرکز جرم آن کف قرار داده و بعد همانطور که برآیند نیروهای بالای یک طبقه را پیدا می کنیم و برش طبقه می نامیم،نقطه اثر این نیرو را نیز پیدا می کنیم. برای پیدا کردن مرکز برش کافیست دو محور مختصات در فضا تثبیت شود و بعد ممان اول نیروهای هر طبقه نسبت به این محورها تعیین گردد و سپس نیروهایی که با هم جمع

می شوند تا برش طبقه را بدست دهند ، ممان هایشان جمع می شوند و در ادامه کل ممان به برش تقسیم می گردد تا محل نیروی برش بدست آید. سیستم همان برآیند نیرو پیدا کردن و نقطه اثر آن است که به طور کلاسیک انجام می شود. اگر پلان ساختمان در ارتفاع تغییر کند طبعاً مرکز جرمها نیز تغییر خواهد کرد اما در پروژه جاری تغییر در پلان تیپ طبقات نداریم. پس وقتی صحبت از برش می کنیم با تعدادی نیرو سروکار داریم که هریک در فضا به نقطه ای وارد می شوند که باید نقطه اثرشان پیدا شود.

مرکز سختی C_k

مرکز سختی طبقه ها عبارتند از نقاطی در سطوح طبقه ها که وقتی برآیند نیروهای جانبی در آن نقاط فرض شود ،چرخشی در هیچ یک از طبقه های سازه اتفاق نمی افتد.

مرکز سختی هر طبقه نقطه اثر نیروهای مقاوم سازه در آن طبقه است. در بحث مربوط به مرکز جرم و مرکز برش صحبت از نیروهای خارجی زلزله کردیم. در مرکز سختی صحبت از مقاومتی است که خود سازه از خود نشان می دهد و می خواهیم بدانیم نقطه اثر این نیروها کجاست. مرکز سختی هر طبقه نقطه ایست که اگر برش طبقه به آن وارد شود ، طبقه فقط حرکت انتقالی داشته باشد و نقاط سقف نسبت به کف به یک اندازه تغییر مکان داشته باشد. برای پیدا کردن این نقطه لازم است ابتدا سختی نسبی قاب ها را بدانیم. سختی نسبی یک قاب در یک طبقه، نیرویی است که اگر به سقف یک طبقه وارد شود ، تغییر مکانی به اندازه واحد در آن ایجاد کند. حرکت کف طبقه گرفته شده و فقط سقف می تواند حرکت کند. برای یافتن سختی نسبی کافیست نیروی F را به سقف طبقه وارد کنیم و Δ را محاسبه کنیم تا سختی برای هر قاب محاسبه شود:

$$\mathrm{K} = \frac{F}{\Delta}$$

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

نیروی زلزله در طبقات

در جهت X :

طبقه	W_x		h_x	$w_x h_x$	F_x	V_x
	وزن دیوار	وزن کف				
6	*3.52*	*39.78*	*17.9*	*775.07*	*27.35*	*27.35*
5	*8.78*	*39.78*	*14.8*	*718.688*	*25.36*	*52.71*
4	*28.9*	*35.265*	*11.7*	*750.730*	*26.49*	*79.2*
3	*28.9*	*35.265*	*8.6*	*551.819*	*19.47*	*98.67*
2	*28.9*	*35.265*	*5.5*	*352.907*	*12.45*	*111.12*
1	*28.9*	*35.265*	*2.4*	*153.996*	*5.43*	*116.55*
0	---	---	---	---	---	*116.55*
	$\sum = 348.52$			$\sum = 3303.21$		

www.Prozhe.com

محاسبات

در جهت Y :

طبقه	W_y		h_y	$W_y h_y$	F_y	V_y
	وزن دیوار	وزن کف				
6	*3.52*	*39.78*	*17.9*	*775.07*	*31.92*	*31.92*
5	*8.78*	*39.78*	*14.8*	*718.688*	*29.58*	*61.5*
4	*28.9*	*35.265*	*11.7*	*750.730*	*30.9*	*92.4*
3	*28.9*	*35.265*	*8.6*	*551.819*	*22.71*	*115.11*
2	*28.9*	*35.265*	*5.5*	*352.907*	*14.52*	*129.63*
1	*28.9*	*35.265*	*2.4*	*153.996*	*6.34*	*135.97*
0	---	---	---	---	---	*135.97*
	$\sum = 348.52$			$\sum = 3303.21$		

مرکز سطح طبقات :

$$x = \frac{5.65}{2} = 2.825\ m$$

$$y = \frac{14.0}{2} = 7.0\ m$$

موضوع:

محاسبات

مرکز سطح خرپشته :

$$x = \frac{2.15}{2} = 1.075\ m$$

$$y = \frac{4.2}{2} = 2.1\ m$$

محاسبه مرکز جرم و مرکز برش در طبقات :

مرکز جرم : $x = \frac{\mathbf{wixi}}{\sum \mathbf{wi}}$, $y = \frac{\mathbf{wiyi}}{\sum \mathbf{wi}}$

مرکز برش : $x_i = \frac{\sum_{\mathbf{j=1}}^{\mathbf{n}} \mathbf{Fjxj}}{\sum_{j=1}^{n} Fj}$, $y_i = \frac{\sum_{\mathbf{j=1}}^{\mathbf{n}} \mathbf{Fjyj}}{\sum_{j=1}^{n} Fj}$

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

طبقه	W_x	C_m		F_x	C_v	
		x	y		x	y
6	43.3	1.075	2.1	27.35	1.075	2.1
5	48.56	2.825	7.0	25.36	2.825	7.0
4	64.165	2.825	7.0	26.49	2.825	7.0
3	64.165	2.825	7.0	19.47	2.825	7.0
2	64.165	2.825	7.0	12.45	2.825	7.0
1	64.165	2.825	7.0	5.43	2.825	7.0
$\sum =$	348.52	---	---	116.55	---	---

مرکز جرم کل : $x = \frac{\sum \mathbf{wixi}}{\sum \mathbf{wi}} = 2.6\ m \quad , \quad y = \frac{\sum \mathbf{wiyi}}{\sum \mathbf{wi}} = 6.39\ m$

مرکز برش کل : $x = \frac{\sum \mathbf{Fixi}}{\sum \mathbf{Fi}} = 2.41\ m \quad , \quad y = \frac{\sum \mathbf{Fiyi}}{\sum \mathbf{Fi}} = 5.85\ m$

محاسبه مرکز سختی :

$$X_{ck} = \left(\frac{\sum(ky)x}{\sum(ky)}\right)_i$$

$$y_{ck} = \left(\frac{\sum(kx)y}{\sum(kx)}\right)_i$$

www.Prozhe.com

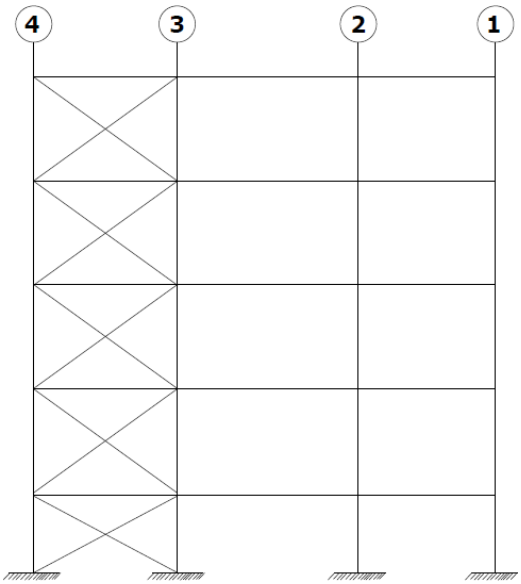
موضوع:

محاسبات

با توجه به روابط موجود در کتب بارگذاری[1] برای پیدا کردن سختی قاب در جهت Y (مهاربند ضربدری) خواهیم داشت:

$$k = EL^2A_b/d^3$$

قاب محور A :



$d = \sqrt{L^2 + h^2}$ → *پارکینگ* d= 4.92 m , *طبقات* d= 5.3 m

$A_b = 4\ L_{80*80*8} = 4 \times 12.3 = 49.2\ cm$

پارکینگ $k = E(430)^2 \times 49.2/492^3 = 0.076\ E$

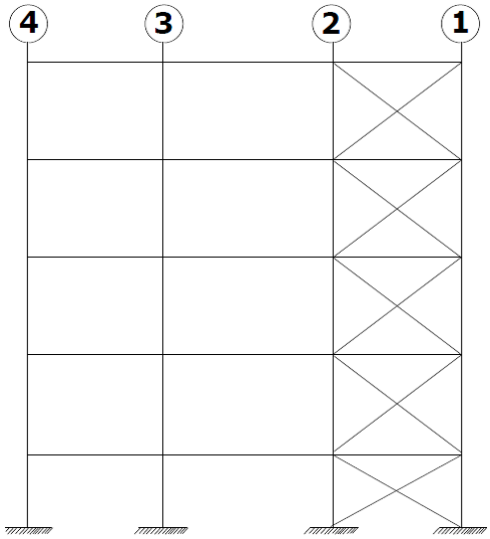
طبقات $k = E(430)^2 \times 49.2/530^3 = 0.061\ E$

دهانه های بدون باد بند → $k = 0$

[1] Loading of structures by D.Mostofinejad, Ph.D. equation 12-12

www.Prozhe.com

قاب محور D :



$d = \sqrt{L^2 + h^2}$ → پارکینگ $d = 4.83\ m$, طبقات $d = 5.22\ m$

$A_b = 4\ L_{80*80*8} = 4 \times 12.3 = 49.2\ cm$

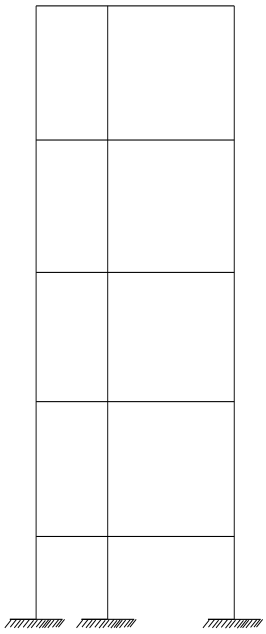
پارکینگ $k = E(420)^2 \times 49.2/483^3 = 0.077\ E$

طبقات $k = E(420)^2 \times 49.2/522^3 = 0.061\ E$

دهانه های بدون باد بند → $k = 0$

www.Prozhe.com

قاب محور 1 و 2 :



با توجه به روابط موجود در کتب بارگذاری [۲] برای پیدا کردن سختی قاب در جهت X (قاب خمشی) خواهیم داشت:

$$k = 12EI_c/h^3$$

مشخصات IPE 180:

$I_x = 1380\ \text{cm}^4 \rightarrow 2 \times 1380 = 2760\ cm^4$

$I_y = 101\ \text{cm}^4$

پارکینگ $k = 12E(3 \times 2760)/240^3 = 0.00718\ E$

[2] Loading of structures by D.Mostofinejad, Ph.D. equation 12-6

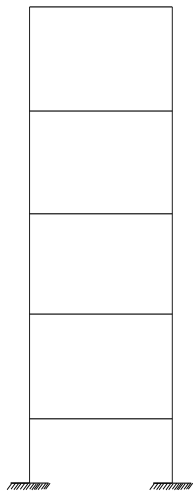
www.Prozhe.com

محاسبات

طبقات $k = 12E(3 \times 2760)/310^3 = 0.00333\ E$

محور های 2و4، تیپ محور 1 در جهت x است.

قاب محور 3 :



پارکینگ $k = 12E(2 \times 2760)/240^3 = 0.00479\ E$

طبقات $k = 12E(2 \times 2760)/310^3 = 0.00222\ E$

www.Prozhe.com

مرکز سختی طبقه پارکینگ نهایتاًمحاسبه می شود :

$$X_{ck} = \left(\frac{\sum(ky)x}{\sum(ky)}\right)_i = \frac{0.077E\times5.65}{0.076\ E+0.077\ E} = 2.84\ m$$

$$y_{ck} = \left(\frac{\sum(kx)y}{\sum(kx)}\right)_i = \frac{(0.00479E\times4.3)+(0.00718E\times9.6)+(0.00718E\times14)}{0.00479E+0.00718E+0.00718E} = 9.92\ m$$

و مرکز سختی سایر طبقات به شرح زیر است :

$$X_{ck} = \left(\frac{\sum(ky)x}{\sum(ky)}\right)_I = \frac{0.0061E\times5.65}{0.0061\ E+0.0061\ E} = 2.82\ m$$

$$y_{ck} = \left(\frac{\sum(kx)y}{\sum(kx)}\right)_i = \frac{(0.00222E\times4.3)+(0.00333E\times9.6)+(0.00333E\times14)}{0.00222E+0.00333E+0.00333E+0.00333E} = 7.21\ m$$

لنگر پیچشی ناشی از نیروهای جانبی زلزله

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

در این رابطه[3] :

T_i= لنگر پیچشی طبقه i ام

e_{ij}=برون محوری فاصله افقی امتداد نیروی F_j از مرکز سختی طبقه i ام

e_{aj}=برون محوری اتفاقی به مقدار 5 درصد بعد ساختمان

F_j=نیروی زلزله در تراز سقف طبقه j ام

[3] - Loading of structures by Davood Mostofinejad, Ph.D. equation 17-5

www.Prozhe.com

لنگر پیچشی در پارکینگ :

اختلاف طول مرکز جرم طبقات از مرکز سختی پارکینگ $= 2.84 - 2.825 = 0.015\ m < 5\% \times 5.65 = 0.282\ m$

اختلاف عرض مرکز جرم طبقات از مرکز سختی پارکینگ $= 9.92 - 7.0 = 2.92\ m > 5\% \times 14 = 0.7\ m$

که مطابق بند 2-3-10-4 آیین نامه زلزله 2800 در جهت x نیازی به محاسبه لنگر پیچشی نمی باشد.

در جهت Y برون محوری در طبقه پارکینگ بیش از مقادیر مجاز آیین نامه می باشد، لذا لنگر پیچشی ناشی از نیروهای جانبی موثر در جهت x در این تراز محاسبه میگردد.

برون محوری موثر $e_{ij}+e_{aj} = 2.92 + (0.05 \times 14) = 3.62\ m$

در تراز پارکینگ $F_j = 6.01\ ton$

$\rightarrow T_{1x} = 3.62 \times 6.01 = 21.75\ \ \text{ton.m}$

لنگر پیچشی در طبقات :

اختلاف طول مرکز جرم طبقه 1 از مرکز سختی طبقه 2 $= 2.82 - 2.825 = 0.005\ m < 5\% \times 5.65 = 0.282\ m$

اختلاف عرض مرکز جرم طبقه 1 از مرکز سختی طبقه 2 $= 7.21 - 7.0 = 0.21\ m > 5\% \times 14 = 0.7\ m$

در طبقات پیچش رخ نمی دهد اما میزان برون محوری اتفاقی و لنگر حاصل از آن به شرح زیر است:

$e_{aj} = 14 \times 5\% = 0.7\ m$

$T_{ix} = 0.7 \times F_x$

توزیع نیروی برشی طبقات بین عناصر مقاوم در قاب خمشی

طبقه(j)	e_{ij}	e_{aj}	$e_{ij}+e_{aj}$	F_j	$T_x\,(ton.m)$
5	*0*	*0.7*	*0.7*	*33.23*	*23.26*
4	*0*	*0.7*	*0.7*	*29.32*	*20.52*
3	*0*	*0.7*	*0.7*	*21.55*	*15.08*
2	*0*	*0.7*	*0.7*	*13.784*	*9.64*
1	*2.92*	*0.7*	*3.62*	*6.01*	*21.75*

بعد از محاسبه نیروی برشی طبقه و لنگر پیچشی طبقه ، نیروهای جانبی را طبق رابطه زیر بین قاب های خمشی در جهت X توزیع می کنیم.

$$V_{ix} = K_i \left[\left(v_x / \sum k_x \right) \pm \left(M_{TX} \cdot d_i / \sum \left(k_i d_i^2 \right) \right) \right]$$

در این رابطه توجه به نکات زیر لازم است:

1) نیروی برشی فقط بین عناصر مقاوم موازی با امتداد زلزله توزیع می شود.
2) لنگر پیچشی را می توان بین تمام عناصر موجود در پلان توزیع نمود.

موضوع:

محاسبات

V_{ix} : نیروی برشی عنصر مقاوم i در طبقه مورد نظر در امتداد x

K_i : سختی انتقالی عنصر مقاوم i در طبقه مورد نظر

v_x : نیروی برشی کل طبقه (تجمعی) در امتداد محور x

$\sum k_x$: مجموع سختی انتقالی تمام عناصر مقاوم در طبقه مورد نظر

d_i: فاصله ی عنصر مقاوم i ام از مرکز سختی (از مرکز سختی خطی بر عنصر مقاوم عمود می کنیم.)

قاب 4 در پارکینگ :

$$V_{1x} = 0.00718 \left[\left(\frac{103.9}{(3\times 0.00718 + 0.00479} \right) \pm \left(\frac{21.75\times 9.92}{0.706+0.151+0.0001+0.119} \right) \right]$$

$$V_{1x} = 0.00718 \ (3946 \pm 221.04) = 29.91 \ ton$$

قاب 4 در طبقه اول :

$$V_{2x} = 0.00718 \left[\left(\frac{97.89}{(3\times 0.00718 + 0.00479} \right) \pm \left(\frac{9.64\times 9.92}{0.706+0.151+0.0001+0.119} \right) \right]$$

$$V_{2x} = 0.00718 \ (3765 \pm 97.96) = 27.73 \ ton$$

قاب 4 در طبقه دوم :

$$V_{3x} = 0.00718 \left[\left(\frac{84.1}{(3\times 0.00718 + 0.00479} \right) \pm \left(\frac{15.08\times 9.92}{0.706+0.151+0.0001+0.119} \right) \right]$$

$$V_{3x} = 0.00718 \ (3765 \pm 97.96) = 24.32 \ ton$$

www.Prozhe.com

قاب 4 در طبقه سوم :

$$V_{4x} = 0.00718 \left[\left(\frac{62.55}{(3\times 0.00718 + 0.00479} \right) \pm \left(\frac{20.52\times 9.92}{0.706+0.151+0.0001+0.119} \right) \right]$$

$$V_{4x} = 0.00718 \ (2405 \pm 208.56) = 18.76 \ ton$$

قاب 4 در طبقه چهارم :

$$V_{5x} = 0.00718 \left[\left(\frac{33.23}{(3\times 0.00718 + 0.00479} \right) \pm \left(\frac{23.26\times 9.92}{0.706+0.151+0.0001+0.119} \right) \right]$$

$$V_{5x} = 0.00718 \ (1278 \pm 236.41) = 10.87 \ ton$$

تحلیل تقریبی قاب ها در جهت Y در مقابل نیروی جانبی

(قاب D)

در جهت X برون محوری برای هیچ یک از طبقات وجود ندارد، لذا لنگر پیچشی ناشی از نیروهای جانبی موثر در جهت Y فقط ناشی از برون محوری اتفاقی محاسبه میگردد.

طبقه(j)	e_{ij}	e_{aj}	$e_{ij}+e_{aj}$	F_j	$T_x\,(ton.m)$
5	*0*	*0.3*	*0.3*	*38.76*	*11.62*
4	*0*	*0.3*	*0.3*	*34.20*	*10.26*
3	*0*	*0.3*	*0.3*	*25.14*	*7.54*
2	*0*	*0.3*	*0.3*	*16.07*	*4.82*
1	*0*	*0.3*	*0.3*	*7.01*	*2.10*

محاسبات

$$V_{iY} = K_i \left[\left(v_Y / \sum k_Y \right) \pm \left(M_{TY} \cdot d_i / \sum \left(k_i d_i^2 \right) \right) \right]$$

قاب D در پارکینگ :

$$V_{1Y} = 0.077 \left[\left(\frac{121.18}{0.077+0.076} \right) \pm \left(\frac{2.1 \times 2.84}{0.077 \times 8.06 + 0.076 \times 8.06} \right) \right]$$

$$V_{1Y} = 0.077 \ (786.88 \pm 4.83) = 60 \ ton$$

قاب D در طبقه اول :

$$V_{2Y} = 0.077 \left[\left(\frac{114.17}{0.077+0.076} \right) \pm \left(\frac{4.82 \times 2.82}{0.077 \times 8.06 + 0.076 \times 8.06} \right) \right]$$

$$V_{2Y} = 0.077 \ (741 \pm 11.17) = 57.91 \ ton$$

قاب D در طبقه دوم :

$$V_{3Y} = 0.077 \left[\left(\frac{98.1}{0.077+0.076} \right) \pm \left(\frac{7.54 \times 2.82}{0.077 \times 8.06 + 0.076 \times 8.06} \right) \right]$$

$$V_{3Y} = 0.077 \ (637 \pm 17.48) = 50.39 \ ton$$

قاب D در طبقه سوم :

$$V_{4Y} = 0.077 \left[\left(\frac{72.96}{0.077+0.076} \right) \pm \left(\frac{10.26 \times 2.82}{0.077 \times 8.06 + 0.076 \times 8.06} \right) \right]$$

$$V_{4Y} = 0.077 \ (468.35 \pm 23.79) = 37.89 \ ton$$

قاب D در طبقه چهارم :

$$V_{5Y} = 0.077 \left[\left(\frac{38.76}{0.077+0.076} \right) \pm \left(\frac{11.62 \times 2.82}{0.077 \times 8.06 + 0.076 \times 8.06} \right) \right]$$

$$V_{5Y} = 0.077 \ (251 \pm 26.94) = 21.40 \ ton$$

www.Prozhe.com

محاسبات

ابتدا باید اثر توام نیروی برشی و لنگر پیچشی ناشی از برون محوری را به دست آوریم تا برش قاب در جهت Y به دست آید، سپس این برش را بین قاب های دارای عنصر مقاوم در راستای Y تقسیم میکنیم.

تراز	نیروی پیچشی(ton)	نیروی برشی(ton)	مجموع(ton)	تعداد قابها در جهتY	برش نهایی قاب(ton)
پارکینگ	60	121.18	181.18	2	90.59
اول	57.91	114.17	172.08	2	86.04
دوم	50.39	98.1	148.49	2	74.24
سوم	37.89	72.96	110.85	2	55.42
چهارم	21.40	38.76	60.16	2	30.08

به دلیل اینکه در جهت Y از قاب مهار بندی شده با بادبند هم محور معمولی استفاده شده است، نمی توانیم برای توزیع نیروهای جانبی بین اعضا از روش پرتال استفاده کنیم.

برای تحلیل باد بند ، برش طبقه بر 2 تقسیم شده و به صورت مولفه افقی یکی از قطری ها منظور می شود. سپس در نسبت (ارتفاع طبقه به دهانه) ضرب می شود تا مولفه قائم بدست آید. جمع برداری دو مولفه ، نیروی بادبند را به دست می دهد[۴].

[4] - Design of steel structures by S.Tahoni section 15-12

www.Prozhe.com

محاسبات

برای پارکینگ :

$V = 90.58\ ton$

مولفه افقی $H = 90.58 \times 0.5 = 45.29\ ton$

مولفه قائم $V = 45.29 \times \frac{2.4}{4.2} = 25.88\ ton$

$F = \sqrt{45.29^2 + 25.88^2} = 52.16\ ton$

برای تعیین نیروی ستون ها ، لنگر نیروهای جانبی در حول محل تقاطع باد بند ها ، مساوی کوپل ناشی از نیروهای ستون ها قرار داده می شود.(نیروی ستون های 2 طرف بادبند)

$$M = 38.76\left(4 \times 3.1 + \frac{2.4}{2}\right) + 34.20\left(3 \times 3.1 + \frac{2.4}{2}\right) + 25.14\left(2 \times 3.1 + \frac{2.4}{2}\right) + 16.07\left(3.1 + \frac{2.4}{2}\right) + 7.01\left(\frac{2.4}{2}\right) \cong 1150\ ton.m$$

$P = \pm\frac{1150}{4.2} = \pm 273.8\ ton$

برای طبقه اول :

$V = 86.04\ ton$

مولفه افقی $H = 86.04 \times 0.5 = 43.02\ ton$

مولفه قائم $V = 43.02 \times \frac{3.1}{4.2} = 31.75\ ton$

$F = \sqrt{43.02^2 + 31.75^2} = 53.46\ ton$

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

برای تعیین نیروی ستون ها ، لنگر نیروهای جانبی در حول محل تقاطع باد بند ها ، مساوی کوپل ناشی از نیروهای ستون ها قرار داده می شود.

$$M = 38.76\left(3 \times 3.1 + \frac{3.1}{2}\right) + 34.20\left(2 \times 3.1 + \frac{3.1}{2}\right) + 25.14\left(1 \times 3.1 + \frac{3.1}{2}\right) + 16.07\left(\frac{3.1}{2}\right)$$
$$\cong 827.40\ ton.m$$

$$P = \pm\frac{827.40}{4.2} = \pm 197\ \ ton$$

برای طبقه دوم :

$$V = 74.24\ \ ton$$

مولفه افقی $H = 74.24\ \times 0.5 = 37.12\ \ ton$

مولفه قائم $V = 37.12 \times \frac{3.1}{4.2} = 27.39\ \ ton$

$$F = \sqrt{37.12^2 + 27.39^2} = 46.13\ \ ton$$

برای تعیین نیروی ستون ها ، لنگر نیروهای جانبی در حول محل تقاطع باد بند ها ، مساوی کوپل ناشی از نیروهای ستون ها قرار داده می شود.

$$M = 38.76\left(2 \times 3.1 + \frac{3.1}{2}\right) + 34.20\left(3.1 + \frac{3.1}{2}\right) + 25.14\left(\frac{3.1}{2}\right) \cong 498.38\ \ ton.m$$

$$P = \pm\frac{498.38}{4.2} = \pm 118.6\ \ ton$$

www.Prozhe.com

محاسبات

برای طبقه سوم :

$V = 55.42\ ton$

مولفه افقی $H = 55.42 \times 0.5 = 27.71\ ton$

مولفه قائم $V = 27.71 \times \frac{3.1}{4.2} = 20.45\ ton$

$F = \sqrt{27.71^2 + 20.45^2} = 34.43\ ton$

برای تعیین نیروی ستون ها ، لنگر نیروهای جانبی در حول محل تقاطع باد بند ها ، مساوی کوپل ناشی از نیروهای ستون ها قرار داده می شود.

$M = 38.76\left(3.1 + \frac{3.1}{2}\right) + 34.20\left(\frac{3.1}{2}\right) \cong 233.24\ ton.m$

$P = \pm\frac{233.24}{4.2} = \pm 55.53\ ton$

برای طبقه چهارم :

$V = 30.08\ ton$

مولفه افقی $H = 30.08 \times 0.5 = 15.04\ ton$

مولفه قائم $V = 15.04 \times \frac{3.1}{4.2} = 11.10\ ton$

$F = \sqrt{15.04^2 + 11.10^2} = 18.69\ ton$

برای تعیین نیروی ستون ها ، لنگر نیروهای جانبی در حول محل تقاطع باد بند ها ، مساوی کوپل ناشی از نیروهای ستون ها قرار داده می شود.

$$M = 38.76\left(\frac{3.1}{2}\right) \cong 60.07\ \ ton.m$$

$$P = \pm\frac{60.07}{4.2} = \pm 14.3\ \ ton$$

تحلیل تقریبی قاب ها در جهت X در مقابل نیروی جانبی به روش پرتال

ابتدا باید اثر توام نیروی برشی و لنگر پیچشی ناشی از برون محوری را به دست آوریم تا برش قاب در جهت X به دست آید، سپس این برش را بین قاب های در راستای X تقسیم میکنیم ;

تراز	نیروی پیچشی(ton)	نیروی برشی(ton)	مجموع(ton)	تعداد قابها در جهتX	برش نهایی قاب(ton)
پارکینگ	29.91	103.9	133.81	4	33.45
اول	27.73	97.89	125.62	4	31.4
دوم	24.32	84.1	108.42	4	27.1
سوم	18.76	62.55	81.31	4	20.32
چهارم	10.87	33.23	44.1	4	11

(قاب 4)

توزیع نیروی برشی بین ستون ها در طبقه چهارم :

برش طبقه : $11\ \ ton$

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

دهانه قاب : $5.65\ m$

نیروی برشی ستون روی محور A $\rightarrow$ $\frac{11}{5.65} \times \frac{2.15}{2} = 2.1\ ton$

نیروی برشی ستون روی محور C $\rightarrow$ $\frac{11}{5.65} \times (\frac{2.15}{2} + \frac{3.5}{2}) = 5.5\ ton$

نیروی برشی ستون روی محور D $\rightarrow$ $\frac{11}{5.65} \times \frac{3.5}{2} = 3.4\ ton$

توزیع نیروی برشی بین ستون ها در طبقه سوم :

برش طبقه : $20.32\ ton$

دهانه قاب : $5.65\ m$

نیروی برشی ستون روی محور A $\rightarrow$ $\frac{20.32}{5.65} \times \frac{2.15}{2} = 3.9\ ton$

نیروی برشی ستون روی محور C $\rightarrow$ $\frac{20.32}{5.65} \times (\frac{2.15}{2} + \frac{3.5}{2}) = 10.16\ ton$

نیروی برشی ستون روی محور D $\rightarrow$ $\frac{20.32}{5.65} \times \frac{3.5}{2} = 6.3\ ton$

توزیع نیروی برشی بین ستون ها در طبقه دوم :

برش طبقه : $27.1\ ton$

دهانه قاب : $5.65\ m$

نیروی برشی ستون روی محور A $\rightarrow$ $\frac{27.1}{5.65} \times \frac{2.15}{2} = 5.16\ ton$

نیروی برشی ستون روی محور C $\rightarrow$ $\frac{27.1}{5.65} \times (\frac{2.15}{2} + \frac{3.5}{2}) = 13.55\ ton$

www.Prozhe.com

محاسبات

نیروی برشی ستون روی محور D $\rightarrow \quad \frac{27.1}{5.65} \times \frac{3.5}{2} = 8.4\ ton$

توزیع نیروی برشی بین ستون ها در طبقه اول :

برش طبقه : $31.4\ \ ton$

دهانه قاب : $5.65\ m$

نیروی برشی ستون روی محور A $\rightarrow \quad \frac{31.4}{5.65} \times \frac{2.15}{2} = 5.97\ ton$

نیروی برشی ستون روی محور C $\rightarrow \quad \frac{31.4}{5.65} \times (\frac{2.15}{2} + \frac{3.5}{2}) = 15.7\ ton$

نیروی برشی ستون روی محور D $\rightarrow \quad \frac{31.4}{5.65} \times \frac{3.5}{2} = 9.73\ ton$

توزیع نیروی برشی بین ستون ها در پارکینگ :

برش طبقه : $33.45\ \ ton$

دهانه قاب : $5.65\ m$

نیروی برشی ستون روی محور A $\rightarrow \quad \frac{33.45}{5.65} \times \frac{2.15}{2} = 6.35\ ton$

نیروی برشی ستون روی محور C $\rightarrow \quad \frac{33.45}{5.65} \times (\frac{2.15}{2} + \frac{3.5}{2}) = 16.73\ ton$

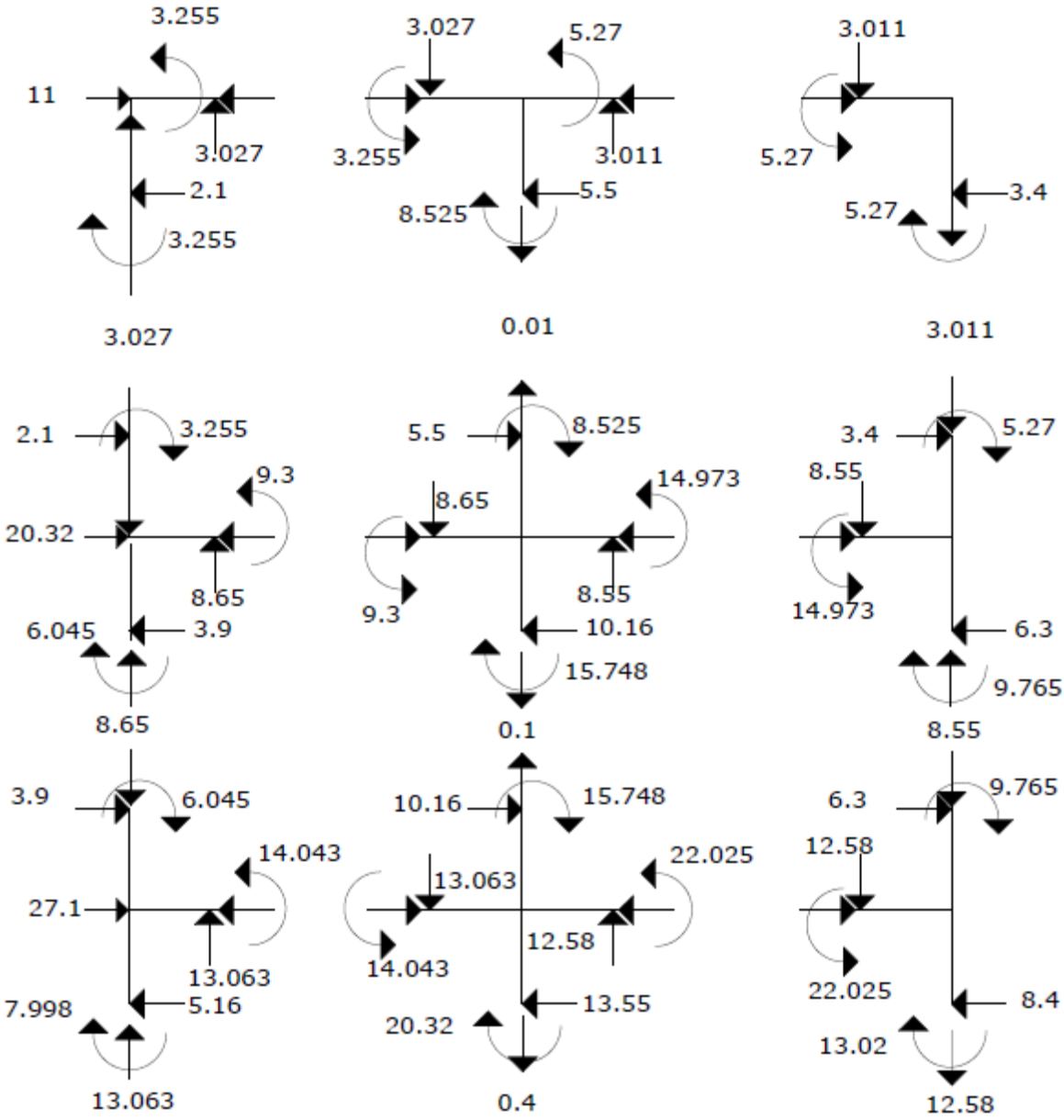
نیروی برشی ستون روی محور D $\rightarrow \quad \frac{33.45}{5.65} \times \frac{3.5}{2} = 10.36\ ton$

در صفحات آتی قاب پرتال در جهت X نمایش داده می شود.

www.Prozhe.com

موضوع:

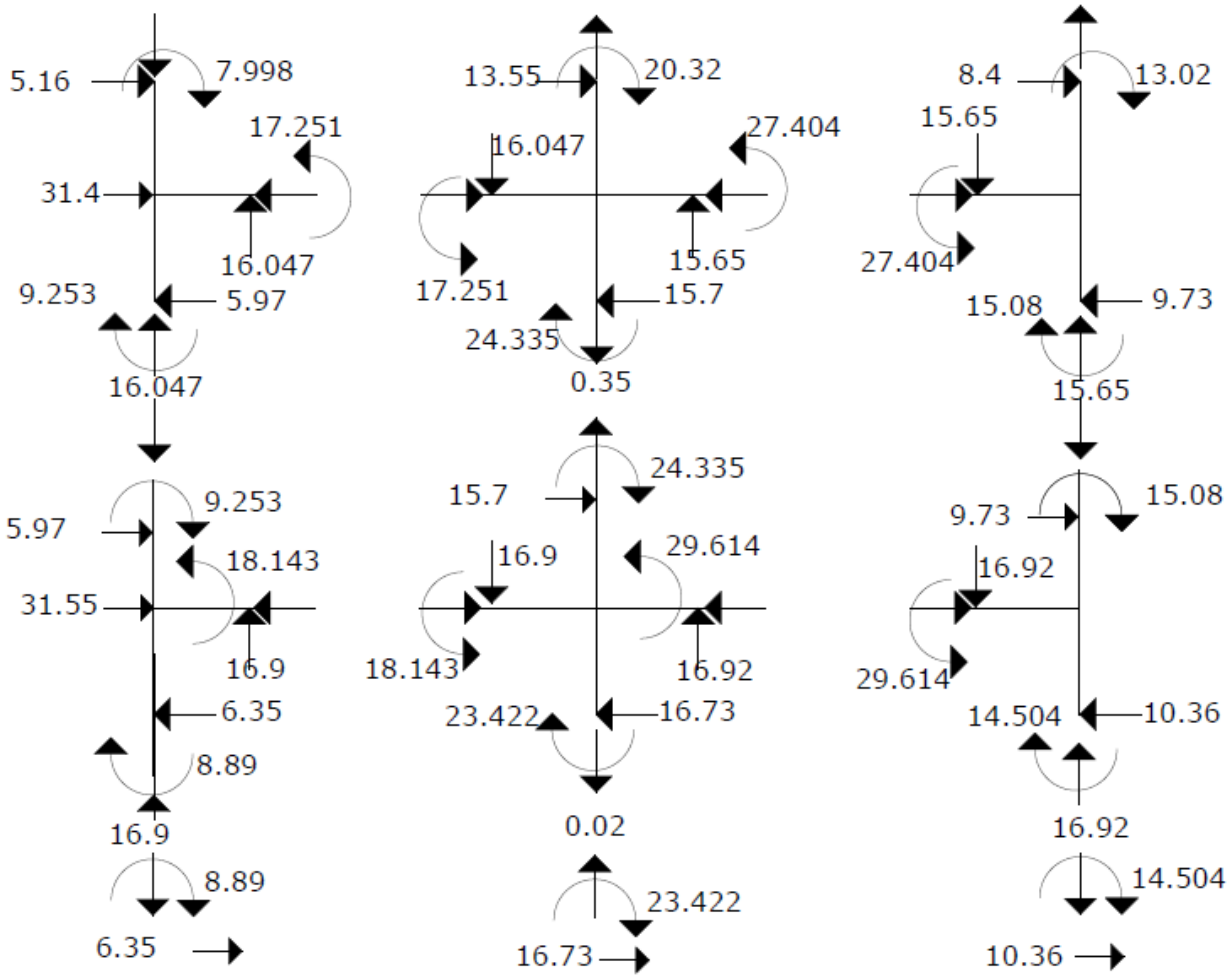
محاسبات



www.Prozhe.com

موضوع:

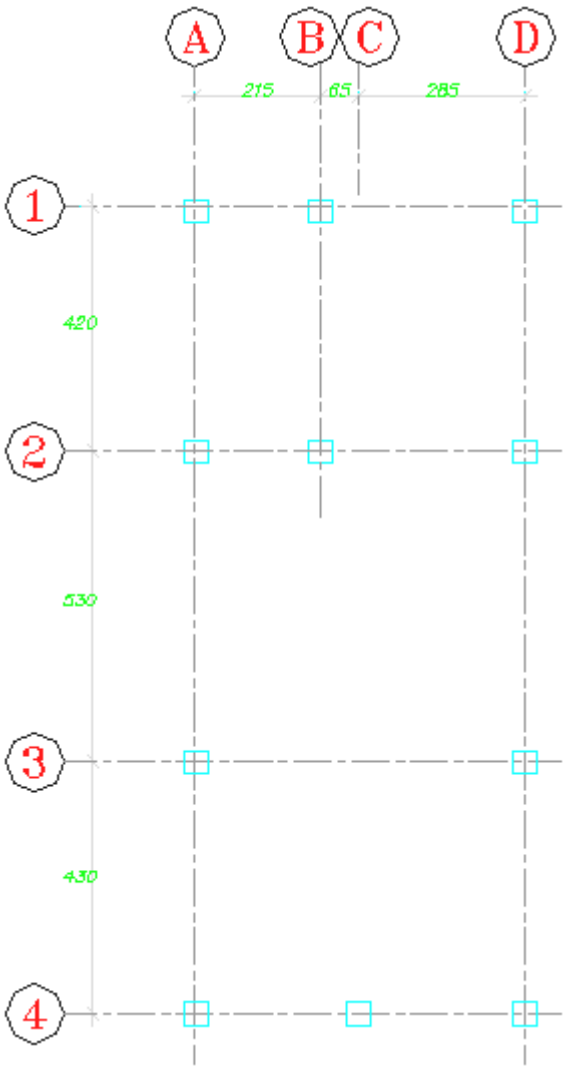
محاسبات



www.Prozhe.com

موضوع:

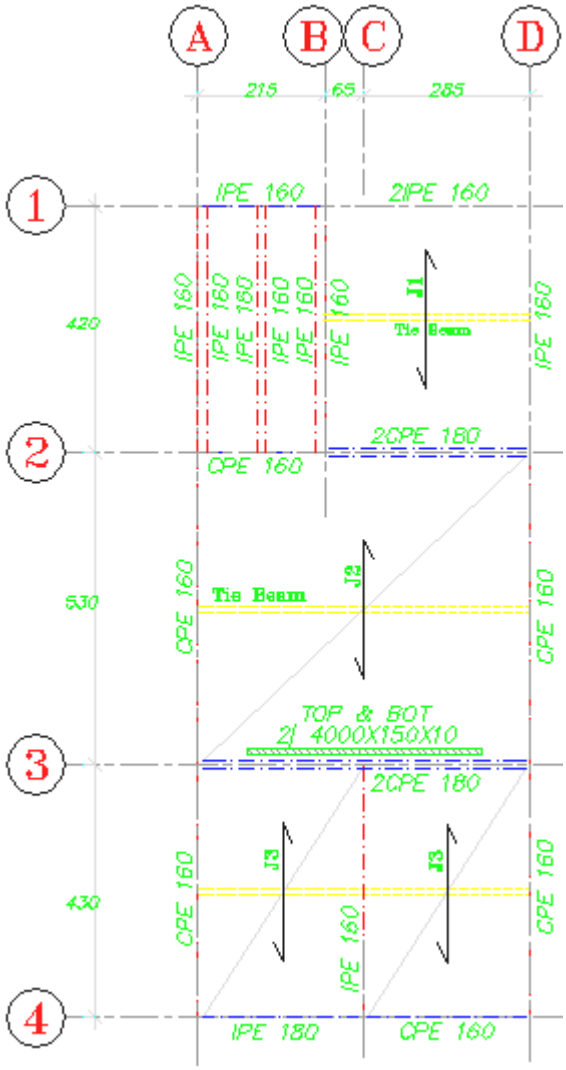
محاسبات



www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات



www.Prozhe.com

محاسبه بار مرده ناشی از دیوارهای پیرامونی روی تیرها

در طبقات

بار دیوارهای نمادار روی تیرها:

$$(1/A\text{-}B) = 0.315 \times 3.1 = 0.98 \ \frac{ton}{m}$$

$$(1/B\text{-}D) = 0.315 \times 3.1 = 0.98 \ \frac{ton}{m}$$

$$(4/A\text{-}C) = 0.315 \times 3.1 = 0.98 \ \frac{ton}{m}$$

$$(4/C\text{-}D) = 0.315 \times 3.1 = 0.98 \ \frac{ton}{m}$$

بار دیوارهای بی نما روی تیرها:

$$(A/1\text{-}2) = 0.257 \times 3.1 = 0.8 \ \frac{ton}{m}$$

$$(A/2\text{-}3) = 0.257 \times 3.1 = 0.8 \ \frac{ton}{m}$$

$$(A/3\text{-}4) = 0.257 \times 3.1 = 0.8 \ \frac{ton}{m}$$

$$(D/1\text{-}2) = 0.257 \times 3.1 = 0.8 \ \frac{ton}{m}$$

$$(D/2\text{-}3) = 0.257 \times 3.1 = 0.8 \ \frac{ton}{m}$$

$$(D/3\text{-}4) = 0.257 \times 3.1 = 0.8 \ \frac{ton}{m}$$

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

دیوار جان پناه بام (نما دار):

$(1/A\text{-}B) = 0.252\ \frac{ton}{m}$

$(1/B\text{-}D) = 0.252\ \frac{ton}{m}$

$(4/A\text{-}C) = 0.252\ \frac{ton}{m}$

$(4/C\text{-}D) = 0.252\ \frac{ton}{m}$

دیوار جان پناه بام (بی نما):

$(A/1\text{-}2) = 0.210\ \frac{ton}{m}$

$(A/2\text{-}3) = 0.210\ \frac{ton}{m}$

$(A/3\text{-}4) = 0.210\ \frac{ton}{m}$

$(D/1\text{-}2) = 0.210\ \frac{ton}{m}$

$(D/2\text{-}3) = 0.210\ \frac{ton}{m}$

$(D/3\text{-}4) = 0.210\ \frac{ton}{m}$

www.Prozhe.com

دیوارهای خرپشته :

$$(\text{A/1-2}) = 0.81\ \frac{ton}{m}$$

$$(\text{1/A-B}) = 0.81\ \frac{ton}{m}$$

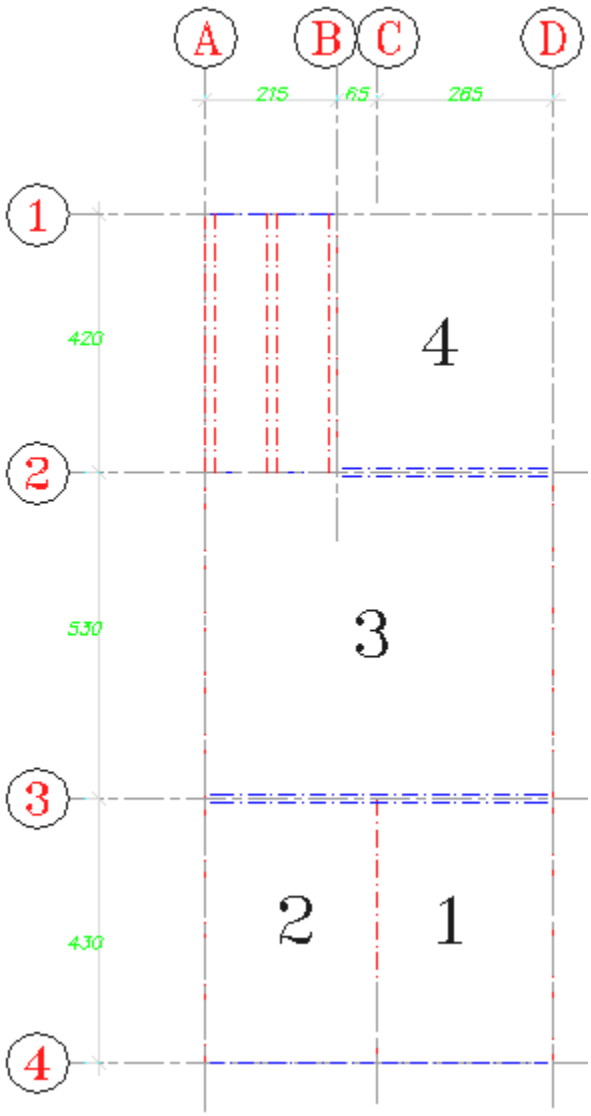
$$(\text{B/1-2}) = 0.81\ \frac{ton}{m}$$

$$(\text{2/A-B}) = 0.81\ \frac{ton}{m}$$

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات



www.Prozhe.com

محاسبه بار مرده و زنده کف روی تیرها در طبقات

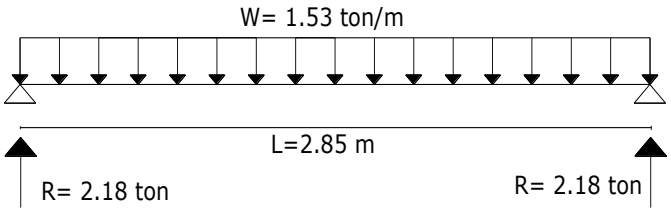
چشمه 1 :

بار زنده کف طبقات : $0.2 \ {ton}/{m^2}$ بار مرده کف طبقات : $0.512 \ {ton}/{m^2}$

عرض بارگیر $= 2.15 \ m$

بار مرده و زنده روی تیر در طبقات : $2.15 \times 0.712 = 1.53 \ \frac{ton}{m}$

نمایش بار خطی روی تیر (4/C-D)



چشمه 2 :

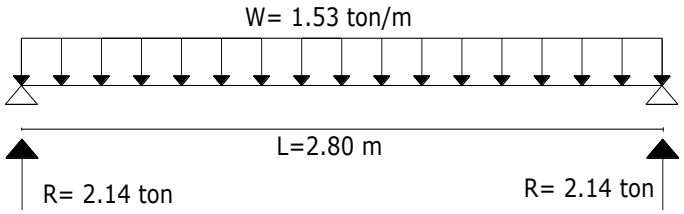
بار زنده کف طبقات : $0.2 \ {ton}/{m^2}$ بار مرده کف طبقات : $0.512 \ {ton}/{m^2}$

عرض بارگیر $= 2.15 \ m$

www.Prozhe.com

بار مرده و زنده روی تیر در طبقات : $2.15 \times 0.712 = 1.53 \ \frac{ton}{m}$

نمایش بار خطی روی تیر (4/A-C)



چشمه 3 :

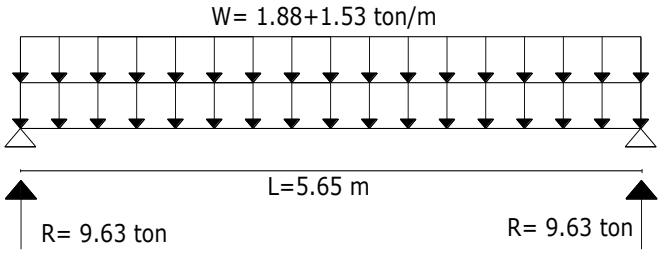
بار زنده کف طبقات : $0.2 \ ton/m^2$ بار مرده کف طبقات : $0.512 \ ton/m^2$

عرض بارگیر $= 2.65 \ m$

بار مرده و زنده روی تیر در طبقات : $2.65 \times 0.712 = 1.88 \ \frac{ton}{m}$

www.Prozhe.com

نمایش بار خطی روی تیرهای (3/A-D) حاصل از چشمه های 1 و 2 و 3



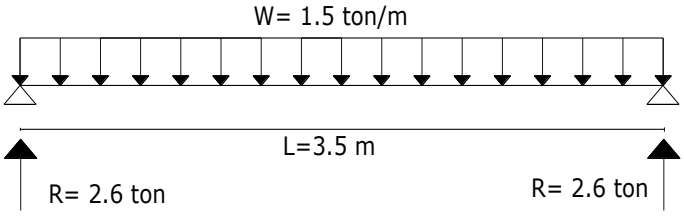
چشمه 4 :

بار زنده کف طبقات : $0.2 \ ton/m^2$ بار مرده کف طبقات : $0.512 \ ton/m^2$

عرض بارگیر $= 2.1 \ m$

بار مرده و زنده روی تیر در طبقات : $2.1 \times 0.712 = 1.5 \ \frac{ton}{m}$

نمایش بار خطی روی تیر (1/B-D)



باکس پله:

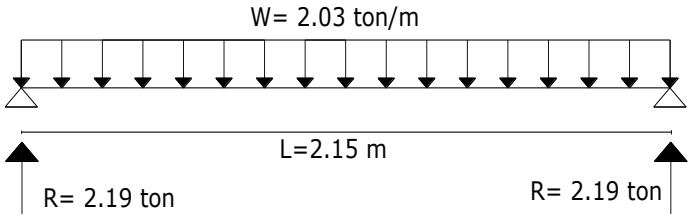
به شکل تقریبی، بین 2 تیر متصل شده توزیع می گردد.

بار زنده کف پله $: 0.35 \ {ton}/{m^2}$ بار مرده کف پله $: 0.620 \ {ton}/{m^2}$

عرض بارگیر $= 2.1 \ m$

بار مرده و زنده روی تیر درپله $: 2.1 \times 0.97 = 2.03 \ \frac{ton}{m}$

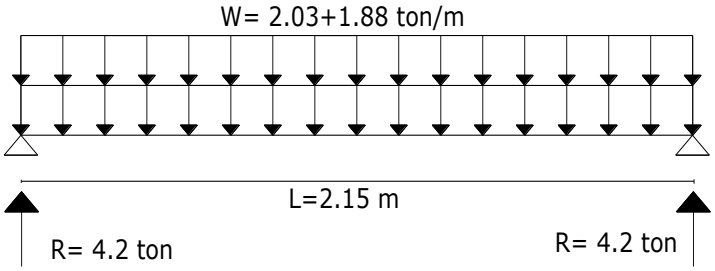
نمایش بار خطی روی تیر (1/A-B)

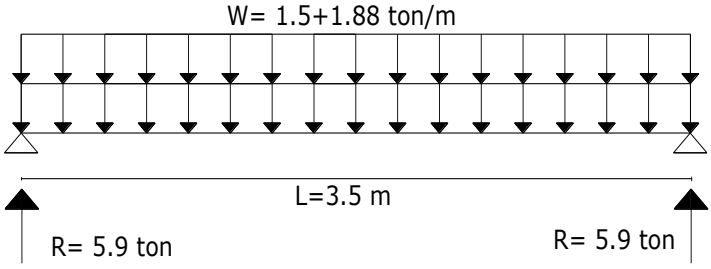


www.Prozhe.com

محاسبات

نمایش بار خطی روی تیرهای (2/A-B) و (2/B-D) حاصل از چشمه های 3 و 4 و باکس پله





موضوع:

محاسبات

تیر	بار مرده و زنده $(\frac{t}{m})$	باردیوار پیرامونی $(\frac{t}{m})$	مجموع $(\frac{t}{m})$
(1/A-B)	2.03	0.98	3.01
(1/B-D)	1.5	0.98	2.48
(2/A-B)	3.91	0	3.91
(2/B-D)	3.38	0	3.38
(3/A-D)	3.41	0	3.41
(4/A-C)	1.53	0.98	2.51
(4/C-D)	1.53	0.98	2.51
(A/1-2)	0	0.8	0.8
(A/2-3)	0	0.8	0.8
(A/3-4)	0	0.8	0.8
(D/1-2)	0	0.8	0.8
(D/2-3)	0	0.8	0.8
(D/3-4)	0	0.8	0.8

www.Prozhe.com

محاسبه بار مرده و زنده کف روی تیرها در بام

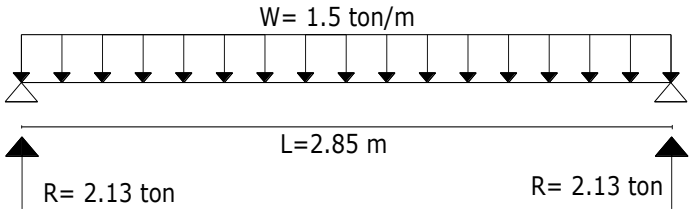
چشمه 1 :

بار زنده کف بام : $0.15 \ {ton}/{m^2}$ بار مرده کف بام : $0.545 \ {ton}/{m^2}$

عرض بارگیر $= 2.15 \ m$

بار مرده و زنده روی تیر در بام : $2.15 \times 0.695 = 1.5 \ \frac{ton}{m}$

نمایش بارخطی روی تیر (4/C-D)



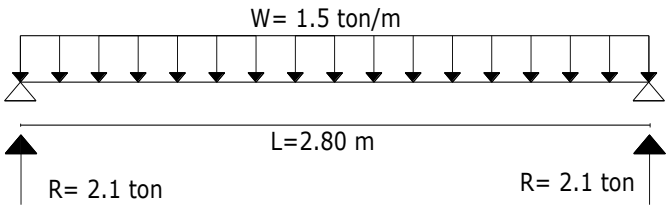
چشمه 2 :

بار زنده کف بام : $0.15 \ {ton}/{m^2}$ بار مرده کف بام : $0.545 \ {ton}/{m^2}$

عرض بارگیر $= 2.15\ m$

بار مرده و زنده روی تیر در بام : $2.15 \times 0.695 = 1.5\ \frac{ton}{m}$

نمایش بار خطی روی تیر (4/A-C)



چشمه 3 :

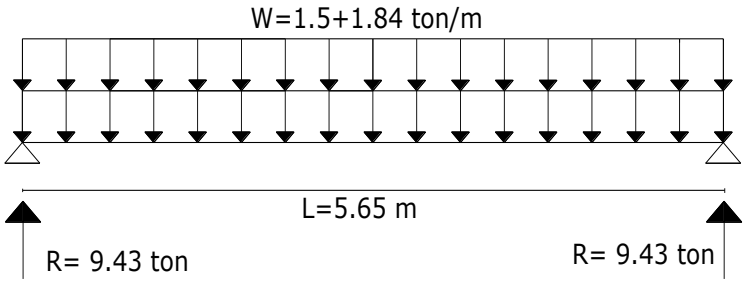
بار زنده کف بام : $0.15\ \ ton/m^2$ بار مرده کف بام : $0.545\ \ ton/m^2$

عرض بارگیر $= 2.65\ m$

بار مرده و زنده روی تیر در بام : $2.65 \times 0.695 = 1.84\ \frac{ton}{m}$

نمایش بار خطی روی تیرهای (3/A-D) حاصل از چشمه های 1 و 2 و 3

www.Prozhe.com



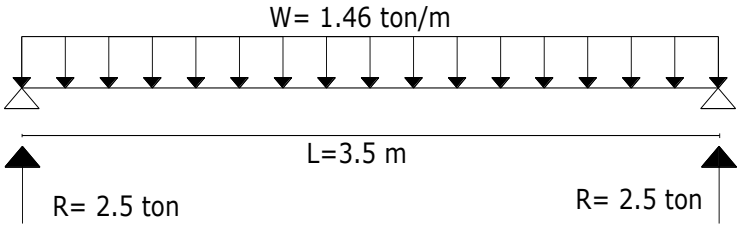
چشمه 4 :

بار زنده کف بام : $0.15 \ {ton}/{m^2}$ بار مرده کف بام : $0.545 \ {ton}/{m^2}$

عرض بارگیر $= 2.1 \ m$

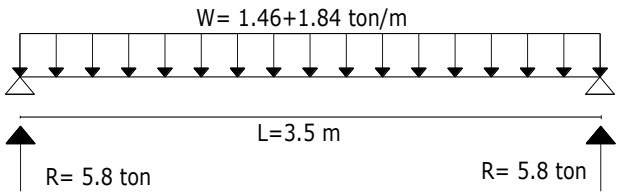
بار مرده و زنده روی تیر در بام : $2.1 \times 0.695 = 1.46 \ \frac{ton}{m}$

نمایش بار خطی روی تیر (1/B-D)

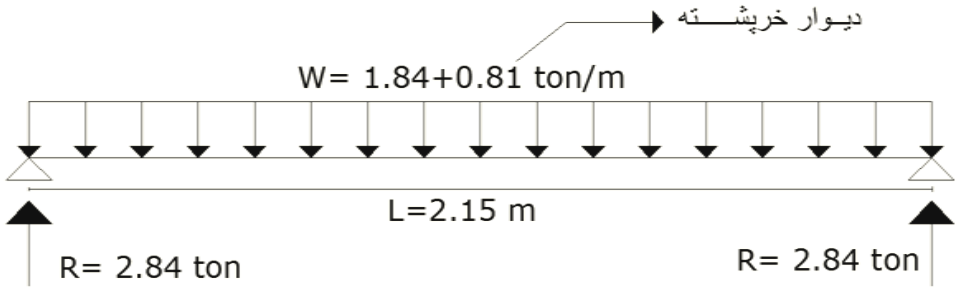


www.Prozhe.com

نمایش بار خطی روی تیر (2/B-D)



نمایش بار خطی روی تیر (2/A-B)



www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

تیر	بار مرده و زنده $(\frac{t}{m})$	باردیوار جان پناه $(\frac{t}{m})$	مجموع $(\frac{t}{m})$
(1/A-B)	0.81	0.252	1.062
(1/B-D)	1.46	0.252	1.712
(2/A-B)	2.65	0	2.65
(2/B-D)	3.3	0	3.3
(3/A-D)	3.34	0	3.34
(4/A-C)	1.5	0.252	1.752
(4/C-D)	1.5	0.252	1.752
(A/1-2)	0	0.210	0.210
(A/2-3)	0	0.210	0.210
(A/3-4)	0	0.210	0.210
(D/1-2)	0	0.210	0.210
(D/2-3)	0	0.210	0.210
(D/3-4)	0	0.210	0.210

www.Prozhe.com

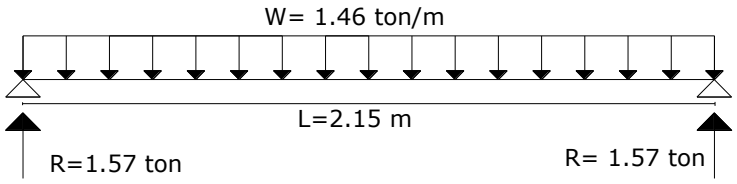
محاسبه بار مرده و زنده کف خرپشته

بار زنده کف بام : $0.15 \ {ton}/{m^2}$ بار مرده کف بام : $0.545 \ {ton}/{m^2}$

عرض بارگیر $= 2.1 \ m$

بار مرده و زنده روی تیر در بام : $2.1 \times 0.695 = 1.46 \ \frac{ton}{m}$

نمایش بار خطی روی تیر (1/A-B) و (2/A-B)



www.Prozhe.com

محاسبات

بار مرده در بام به تفکیک برای استفاده در تحلیل تقریبی

تیر	بار مرده کف (t/m^2)	عرض بار گیر (m)	باردیوار جان پناه $(\frac{t}{m})$	مجموع $(\frac{t}{m})$
*(1/A-B)	0	---	0.252	1.554+0.81
(1/B-D)	0.545	2.1	0.252	1.396
*(2/A-B)	0.545	2.65	0	2.746+0.81
(2/B-D)	0.545	2.65	0	1.444
(3/A-D)	0.545	4.8	0	2.616
(4/A-C)	0.545	2.15	0.252	1.423
(4/C-D)	0.545	2.15	0.252	1.423
*(A/1-2)	0.545	---	0.210	0.210+0.81
(A/2-3)	0.545	---	0.210	0.210
(A/3-4)	0.545	---	0.210	0.210
(D/1-2)	0.545	---	0.210	0.210
(D/2-3)	0.545	---	0.210	0.210
(D/3-4)	0.545	---	0.210	0.210

* بار مرده پله ها و دیوارهای خرپشته وارد بر تیر های (1/A-B) و (2/A-B) و بار مرده دیوار خرپشته ، در ستون مجموع آورده شده است.

www.Prozhe.com

بار زنده در بام به تفکیک برای استفاده در تحلیل تقریبی

تیر	بار زنده (t/m^2)	عرض بار گیر (m)	مجموع $\left(\frac{t}{m}\right)$
(1/A-B)	0.35	2.1	0.735*
(1/B-D)	0.150	2.1	0.315
(2/A-B)	0.150	2.65	0.40+0.735*
(2/B-D)	0.150	2.65	0.40
(3/A-D)	0.150	4.8	0.72
(4/A-C)	0.150	2.15	0.32
(4/C-D)	0.150	2.15	0.32
(A/1-2)	---	---	0
(A/2-3)	---	---	0
(A/3-4)	---	---	0
(D/1-2)	---	---	0
(D/2-3)	---	---	0
(D/3-4)	---	---	0

* بار زنده راه پله

موضوع:

محاسبات

بار مرده در طبقات به تفکیک برای استفاده در تحلیل تقریبی

تیر	بار مرده کف (t/m^2)	عرض بار گیر (m)	باردیوار پیرامونی $(\frac{t}{m})$	مجموع $(\frac{t}{m})$
(1/A-B)	0.62	2.1	0.98	2.282
(1/B-D)	0.505	2.1	0.98	2.04
(2/A-B)	0.505	2.65	---	2.64*
(2/B-D)	0.505	2.65	---	1.33
(3/A-D)	0.505	4.8	---	2.42
(4/A-C)	0.505	2.15	0.98	2.06
(4/C-D)	0.505	2.15	0.98	2.06
(A/1-2)	---	---	0.8	0.8
(A/2-3)	---	---	0.8	0.8
(A/3-4)	---	---	0.8	0.8
(D/1-2)	---	---	0.8	0.8
(D/2-3)	---	---	0.8	0.8
(D/3-4)	---	---	0.8	0.8

* بار مرده پله ها در ستون مجموع آورده شده است.

www.Prozhe.com

بار زنده در طبقات به تفکیک برای استفاده در تحلیل تقریبی

تیر	بار زنده (t/m^2)	عرض بار گیر (m)	مجموع $\left(\frac{t}{m}\right)$
(1/A-B)	0.35	2.1	0.735*
(1/B-D)	0.20	2.1	0.42
(2/A-B)	0.20	2.65	0.53+0.735*
(2/B-D)	0.20	2.65	0.53
(3/A-D)	0.20	4.8	0.96
(4/A-C)	0.20	2.15	0.43
(4/C-D)	0.20	2.15	0.43
(A/1-2)	---	---	0
(A/2-3)	---	---	0
(A/3-4)	---	---	0
(D/1-2)	---	---	0
(D/2-3)	---	---	0
(D/3-4)	---	---	0

* بار زنده راه پله

موضوع:

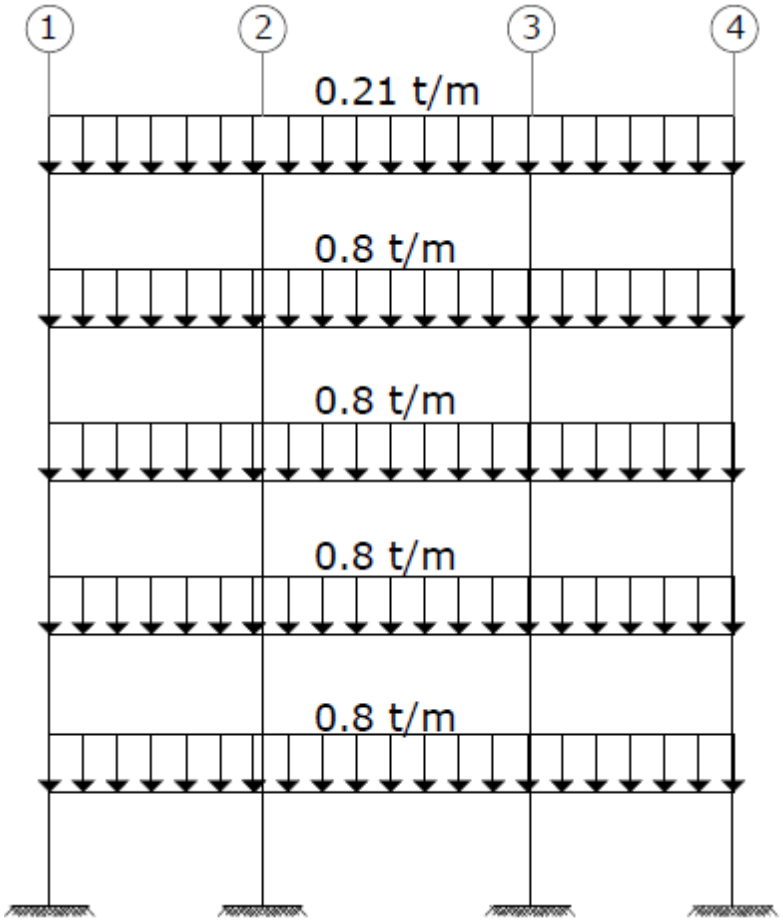
محاسبات

بار مرده و زنده در خرپشته به تفکیک برای تحلیل

تیر	بار مرده ($\frac{t}{m}$)	*بار زنده* ($\frac{t}{m}$)
(1/A-B)	*1.14*	*0.315*
(A/1-2)	*0*	*0*
(2/A-B)	*1.14*	*0.315*
(B/1-2)	*0*	*0*

www.Prozhe.com

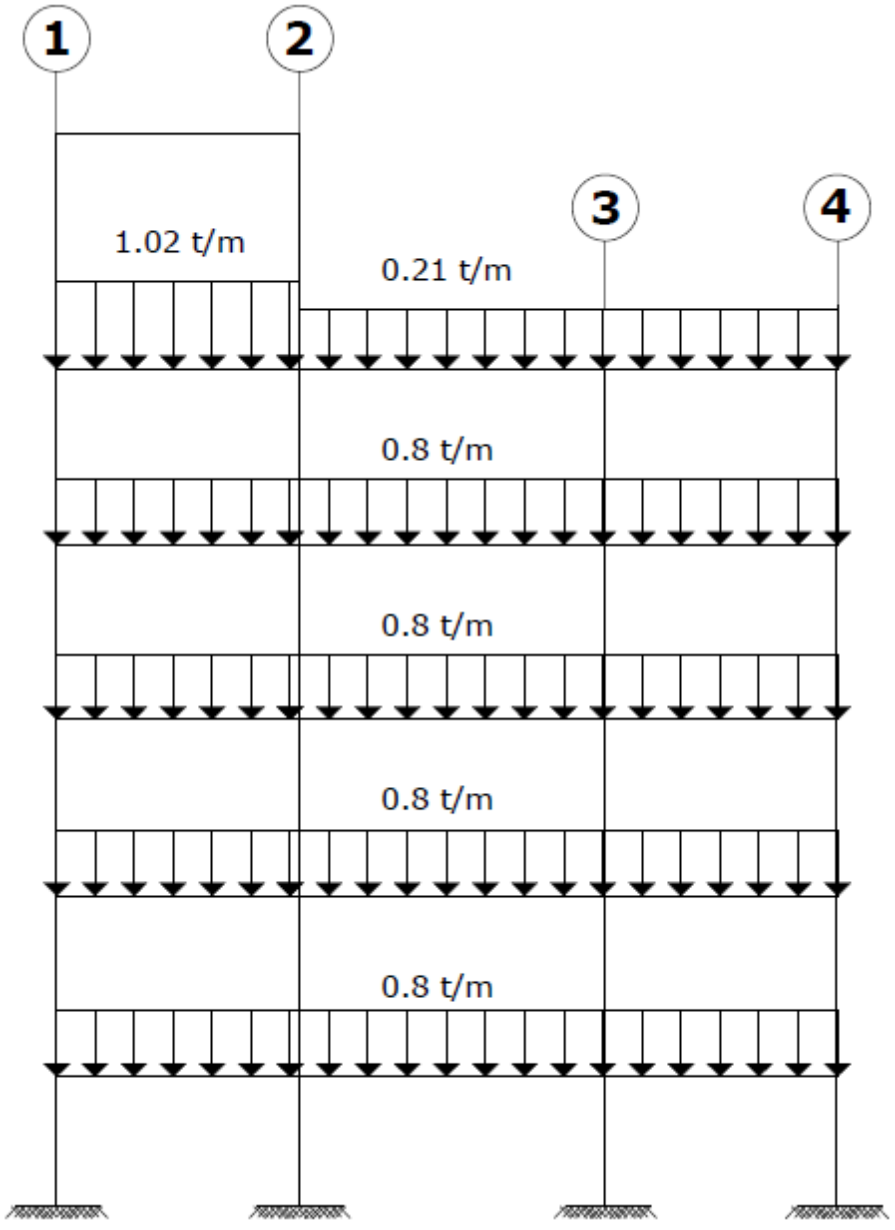
قاب D



موضوع:

محاسبات

قاب A

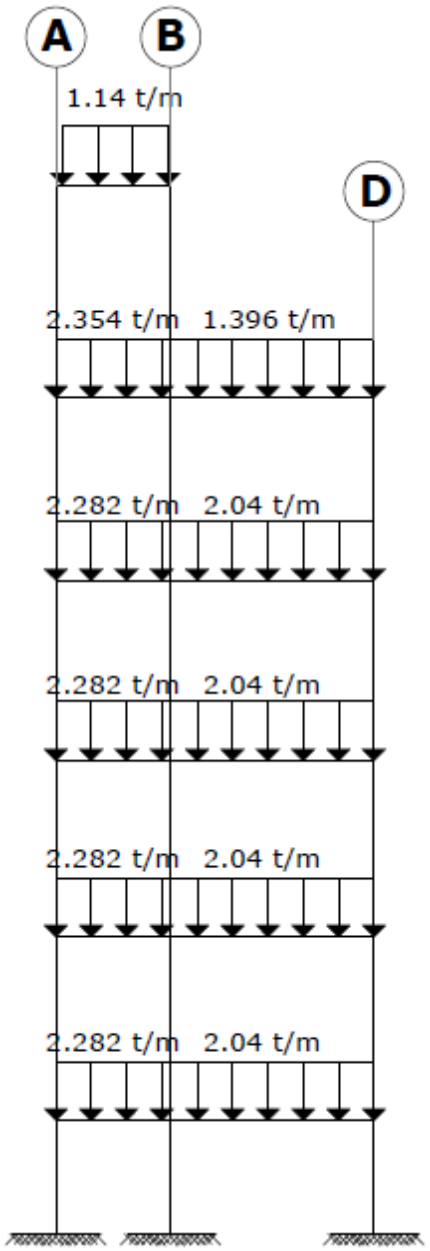


www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

قاب 1

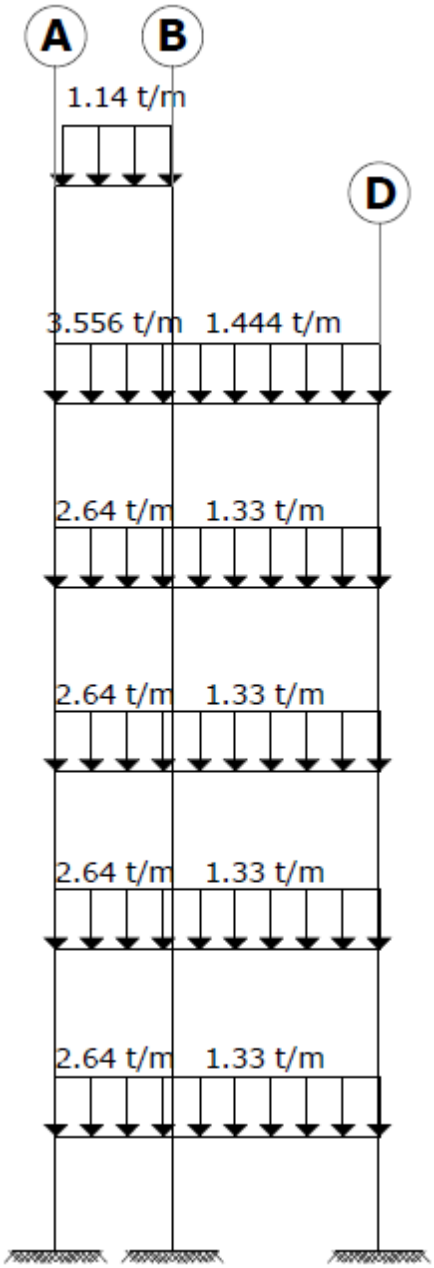


www.Prozhe.com

موضوع:

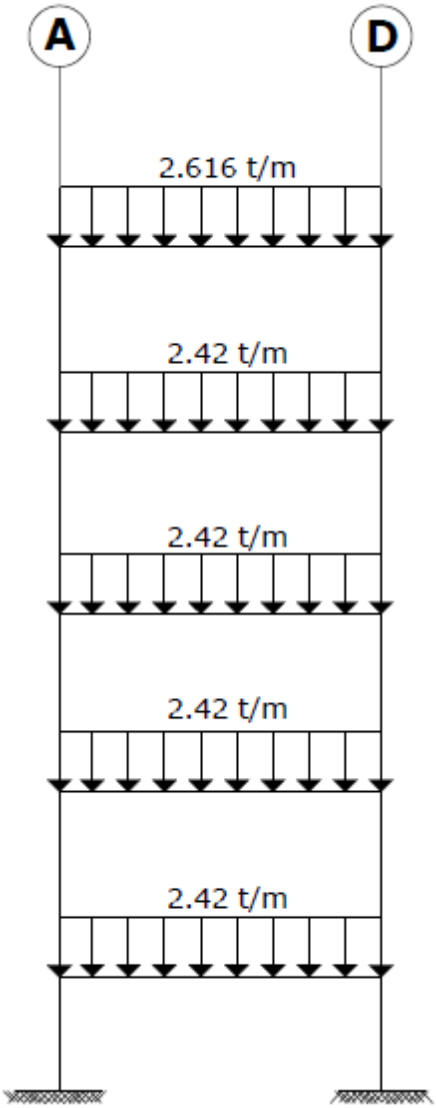
محاسبات

قاب 2



www.Prozhe.com

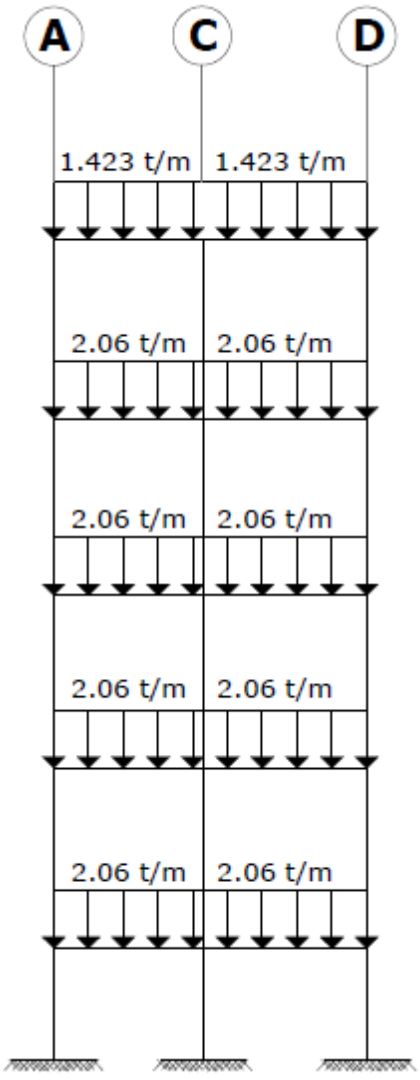
قاب 3



موضوع:

محاسبات

قاب 4



www.Prozhe.com

تحلیل قاب های ساده برای بارهای ثقلی

الف- بار مرده:

قاب A

تیر 2-1 در خرپشته

$M_m = wl^2/8 = 0 \ \ ton - m$

$\mathrm{R} = \mathrm{V} = \ wl/2 = 0 \ \ ton$

تیر 2-1 در بام

$M_m = wl^2/8 = 2.25 \ \ ton - m$

$\mathrm{R} = \mathrm{V} = \ wl/2 = 2.14 \ \ ton$

تیر 2-1 در طبقات

$M_m = wl^2/8 = \ 1.76 \ \ ton - m$

$\mathrm{R} = \mathrm{V} = \ wl/2 = 1.68 \ \ ton$

تیر 3-2 در بام

$M_m = wl^2/8 = 0.73 \ \ ton - m$

$\mathrm{R} = \mathrm{V} = \ wl/2 = 0.055 \ \ ton$

www.Prozhe.com

تیر 3-2 در طبقات

$M_m = wl^2/8 = 2.8 \ \ ton - m$

$\mathrm{R} = \mathrm{V} = \ wl/2 = 2.12 \ \ ton$

تیر 4-3 در بام

$M_m = wl^2/8 = 0.48 \ ton - m$

$\mathrm{R} = \mathrm{V} = \ wl/2 = 0.045 \ ton$

تیر 4-3 در طبقات

$M_m = wl^2/8 = 1.85 \ ton - m$

$\mathrm{R} = \mathrm{V} = \ wl/2 = 1.72 \ ton$

قاب D

تیر 2-1 در بام

$M_m = wl^2/8 = 0.46 \ ton - m$

$\mathrm{R} = \mathrm{V} = \ wl/2 = 0.44 \ ton$

تیر 2-1 در طبقات

$M_m = wl^2/8 = 1.76 \ ton - m$

$\mathrm{R} = \mathrm{V} = \ wl/2 = 1.68 \ ton$

www.Prozhe.com

محاسبات

تیر 3-2 در بام

$M_m = wl^2/8 = 0.73\ \ ton - m$

$\mathrm{R} = \mathrm{V} = \ wl/2 = 0.55\ \ ton$

تیر 3-2 در طبقات

$M_m = wl^2/8 = 2.80\ \ ton - m$

$\mathrm{R} = \mathrm{V} = \ wl/2 = 2.12\ \ ton$

تیر 4-3 در بام

$M_m = wl^2/8 = 0.48\ \ ton - m$

$\mathrm{R} = \mathrm{V} = \ wl/2 = 0.45\ \ ton$

تیر 4-3 در طبقات

$M_m = wl^2/8 = 1.85\ \ ton - m$

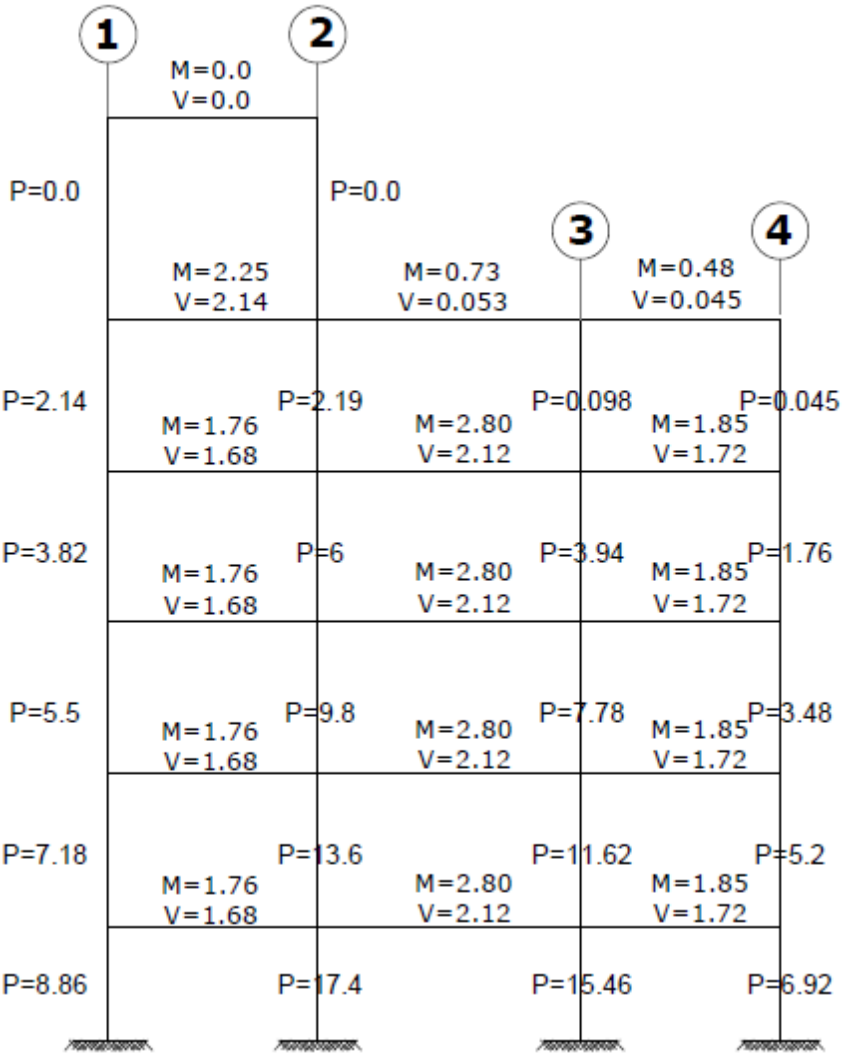
$\mathrm{R} = \mathrm{V} = \ wl/2 = 1.72\ \ ton$

www.Prozhe.com

موضوع:

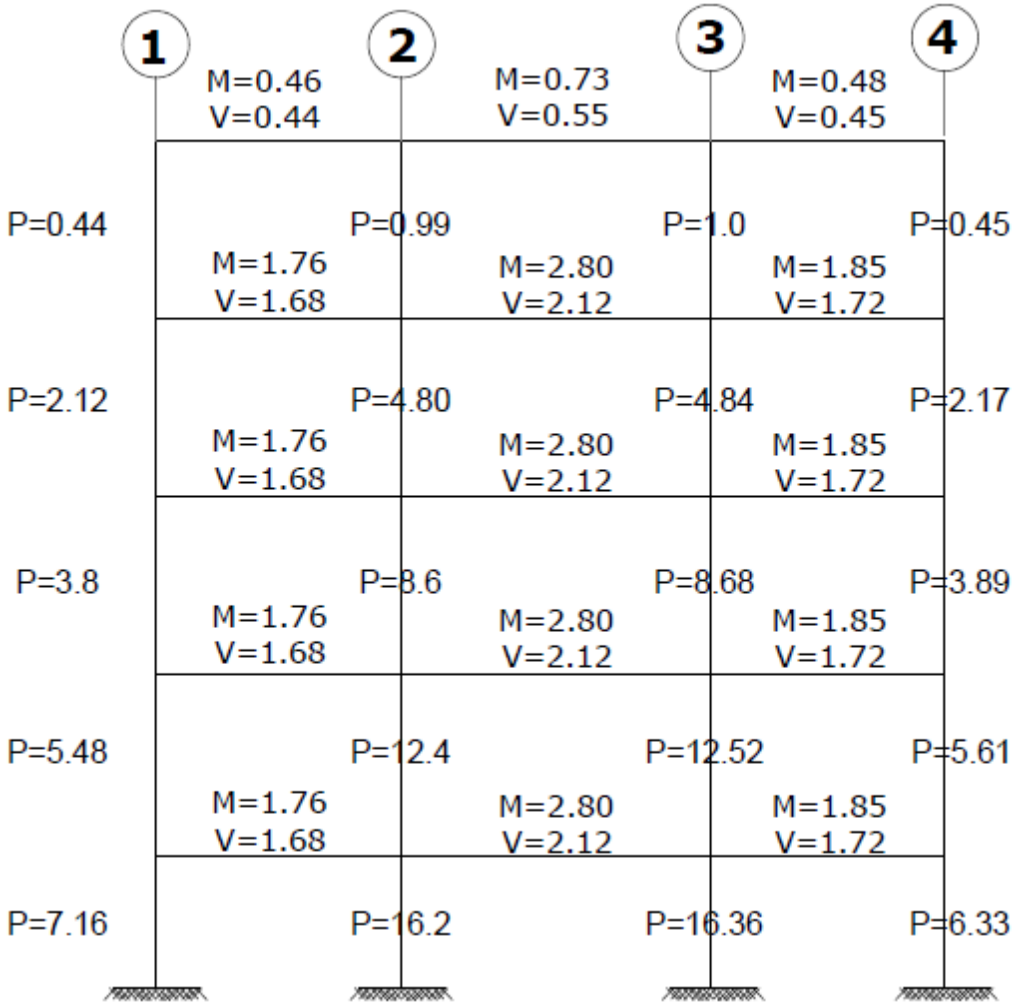
محاسبات

قاب A



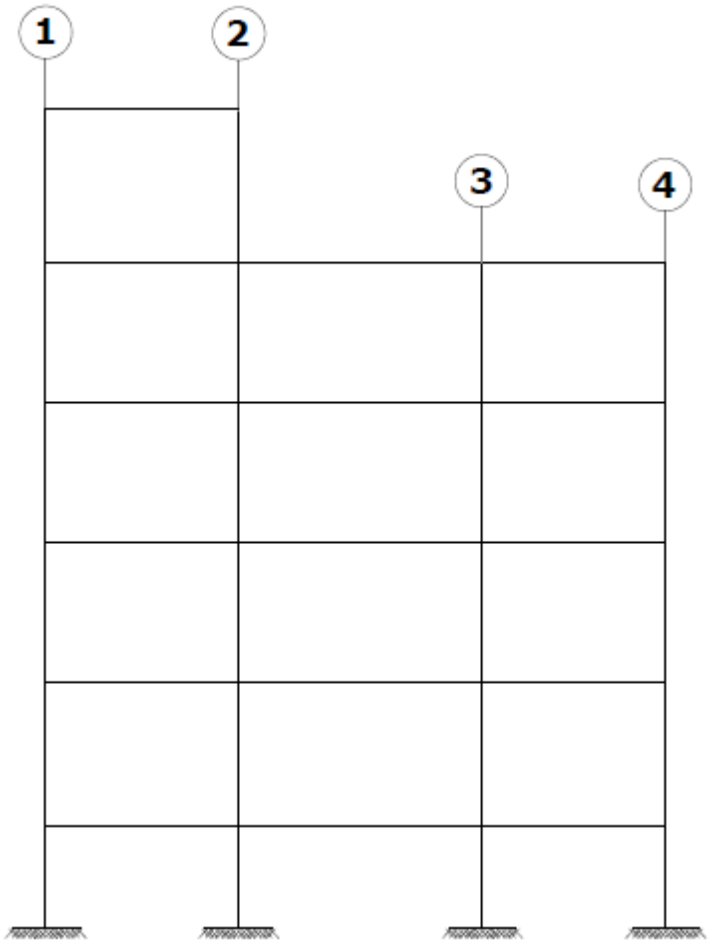
www.Prozhe.com

قاب D


1
2
3
4
M=0.46
V=0.44
M=0.73
V=0.55
M=0.48
V=0.45
P=0.44
P=0.99
P=1.0
P=0.45
M=1.76
V=1.68
M=2.80
V=2.12
M=1.85
V=1.72
P=2.12
P=4.80
P=4.84
P=2.17
M=1.76
V=1.68
M=2.80
V=2.12
M=1.85
V=1.72
P=3.8
P=8.6
P=8.68
P=3.89
M=1.76
V=1.68
M=2.80
V=2.12
M=1.85
V=1.72
P=5.48
P=12.4
P=12.52
P=5.61
M=1.76
V=1.68
M=2.80
V=2.12
M=1.85
V=1.72
P=7.16
P=16.2
P=16.36
P=6.33

ب- بارهای زنده :

قاب D & A



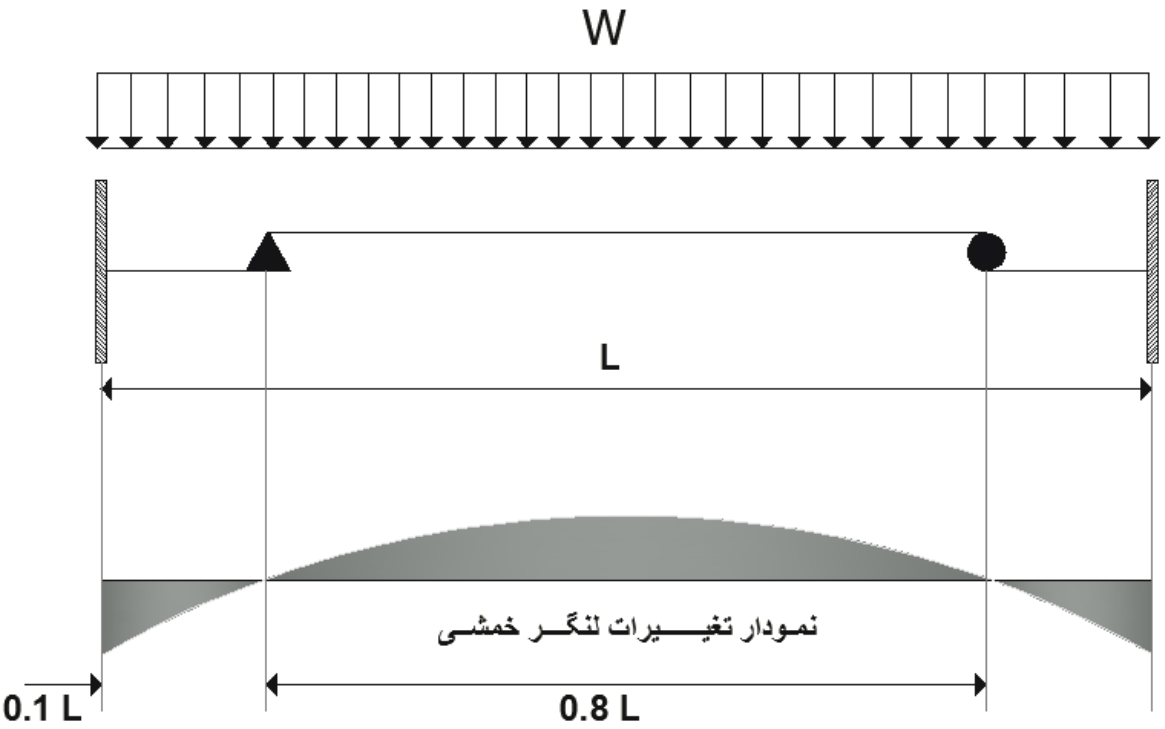
تمامی تیرها در قاب :

$M_m = wl^2/8 = 0 \ \ ton - m$

$\mathrm{R} = \mathrm{V} = \ wl/2 = 0 \ \ ton$

www.Prozhe.com

تحلیل تقریبی قاب ها ی خمشی در مقابل نیروی های ثقلی به روش 0.1 دهانه



برای تحلیل تقریبی قاب های خمشی ، معمولاً فرض می شود که تحت بارهای قائم یکنواخت در تمام دهانه ، نقاط عطف (مفصل ها) در فاصله های 0.1 طول دهانه از دو سر تیر ایجاد شوند ; هم چنین فرض می شود که نیروی محوری تیرها بسیار ناچیز می باشند.[5]

حداکثر لنگر خمشی مثبت در وسط دهانه $M_m = [(0.8\,l)^2/8] \times w = 0.08wl^2$

واکنش تکیه گاهی تیر $\mathrm{R} = \frac{0.8l \times w}{2} = 0.4\,wl$

لنگر خمشی منفی در محل اتصال تیر به ستون $M_s = -0.045\,wl^2$

[5] - Loading of structures by Davood Mostofinejad, Ph.D. section 4-13

موضوع:

محاسبات

الف- بارهای مرده :

قاب 1

تیر A-B در خرپشته

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 1.14 \times 2.15^2 = 0.42 \ \ ton-m$

$\mathrm{R} = \ 0.4\,wl = 0.4 \times 1.14 \times 2.15 = 0.98 \ ton$

$M_s = \ -0.045\,wl^2 = \ -0.045 \times 1.14 \times 2.15^2 = \ -0.23 \ ton-m$

تیر A-B در بام

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 2.354 \times 2.15^2 = 0.87 \ \ ton-m$

$\mathrm{R} = \ 0.4\,wl = 0.4 \times 2.354 \times 2.15 = 2.02 \ ton$

$M_s = \ -0.045\,wl^2 = \ -0.045 \times 2.354 \times 2.15^2 = \ -0.489 \ ton-m$

تیر A-B در طبقات

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 2.282 \times 2.15^2 = 0.84 \ \ ton-m$

$\mathrm{R} = \ 0.4\,wl = 0.4 \times 2.282 \times 2.15 = 1.96 \ ton$

$M_s = \ -0.045\,wl^2 = \ -0.045 \times 2.282 \times 2.15^2 = \ -0.474 \ ton-m$

تیر B-D در بام

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 1.396 \times 3.5^2 = 1.36 \ \ ton-m$

$\mathrm{R} = \ 0.4\,wl = 0.4 \times 1.396 \times 3.5 = 1.95 \ ton$

www.Prozhe.com

$M_s = -0.045\, wl^2 = -0.045 \times 1.396 \times 3.5^2 = -0.769\ ton-m$

تیرB-D در طبقات

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 2.04 \times 3.5^2 = 1.99\quad ton-m$

$\mathrm{R} = 0.4\, wl = 0.4 \times 2.04 \times 3.5 = 2.85\ ton$

$M_s = -0.045\, wl^2 = -0.045 \times 2.04 \times 3.5^2 = -1.12\ ton-m$

قاب 2

تیر A-B در خرپشته

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 1.14 \times 2.15^2 = 0.42\quad ton-m$

$\mathrm{R} = 0.4\, wl = 0.4 \times 1.14 \times 2.15 = 0.98\ ton$

$M_s = -0.045\, wl^2 = -0.045 \times 1.14 \times 2.15^2 = -0.23\ ton-m$

تیر A-B در بام

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 3.556 \times 2.15^2 = 1.31\quad ton-m$

$\mathrm{R} = 0.4\, wl = 0.4 \times 3.556 \times 2.15 = 3.05\ ton$

$M_s = -0.045\, wl^2 = -0.045 \times 3.556 \times 2.15^2 = -0.73\ ton-m$

تیر A-B در طبقات

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 2.64 \times 2.15^2 = 0.97\quad ton-m$

$\mathrm{R} = 0.4\, wl = 0.4 \times 2.64 \times 2.15 = 2.27\ ton$

www.Prozhe.com

$M_s = -0.045\, wl^2 = -0.045 \times 2.64 \times 2.15^2 = -0.54\ ton-m$

تیر B-D در بام

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 1.444 \times 3.5^2 = 1.41\ \ ton-m$

$\mathrm{R} = 0.4\, wl = 0.4 \times 1.444 \times 3.5 = 2.02\ ton$

$M_s = -0.045\, wl^2 = -0.045 \times 1.444 \times 3.5^2 = -0.79\ ton-m$

تیرB-D در طبقات

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 1.33 \times 3.5^2 = 1.3\ \ ton-m$

$\mathrm{R} = 0.4\, wl = 0.4 \times 1.33 \times 3.5 = 1.86\ ton$

$M_s = -0.045\, wl^2 = -0.045 \times 1.33 \times 3.5^2 = -0.73\ ton-m$

قاب 3

تیر A-D در بام

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 2.616 \times 5.65^2 = 6.68\ \ ton-m$

$\mathrm{R} = 0.4\, wl = 0.4 \times 2.616 \times 5.65 = 5.91\ ton$

$M_s = -0.045\, wl^2 = -0.045 \times 2.616 \times 5.65^2 = -3.75\ ton-m$

تیر A-D در طبقات

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 2.42 \times 5.65^2 = 6.18\ \ ton-m$

$$R = 0.4\,wl = 0.4 \times 2.42 \times 5.65 = 5.46\ ton$$

$$M_s = -0.045\,wl^2 = -0.045 \times 2.42 \times 5.65^2 = -3.47\ ton-m$$

قاب 4

تیر A-C در بام

$$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 1.423 \times 2.8^2 = 0.89\ \ ton-m$$

$$R = 0.4\,wl = 0.4 \times 1.423 \times 2.8 = 1.59\ ton$$

$$M_s = -0.045\,wl^2 = -0.045 \times 1.423 \times 2.8^2 = -0.502\ ton-m$$

تیر A-C در طبقات

$$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 2.06 \times 2.8^2 = 1.29\ \ ton-m$$

$$R = 0.4\,wl = 0.4 \times 2.06 \times 2.8 = 2.30\ ton$$

$$M_s = -0.045\,wl^2 = -0.045 \times 2.06 \times 2.8^2 = -0.72\ ton-m$$

تیر C-D در بام

$$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 1.423 \times 2.85^2 = 0.92\ \ ton-m$$

$$R = 0.4\,wl = 0.4 \times 1.423 \times 2.85 = 1.62\ ton$$

$$M_s = -0.045\,wl^2 = -0.045 \times 1.423 \times 2.85^2 = -0.52\ ton-m$$

محاسبات

تیر C-D در طبقات

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 2.06 \times 2.85^2 = 1.29 \ \ ton - m$

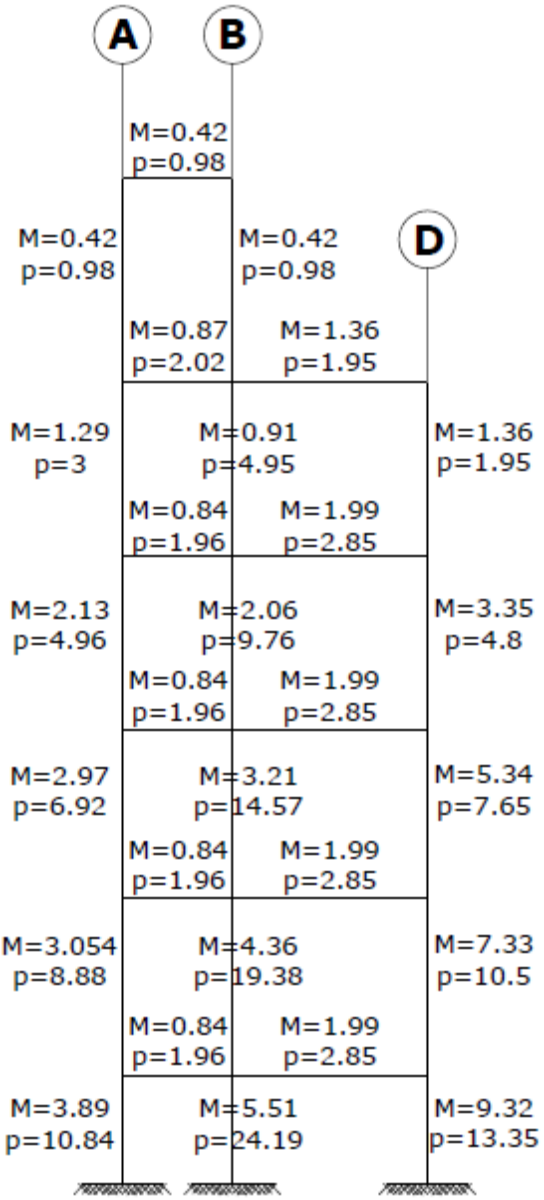
$\mathrm{R} = \ 0.4\, wl = 0.4 \times 2.06 \times 2.85 = 2.30 \ \ ton$

$M_s = \ -0.045\, wl^2 = \ -0.045 \times 2.06 \times 2.85^2 = \ -0.72 \ \ ton - m$

www.Prozhe.com

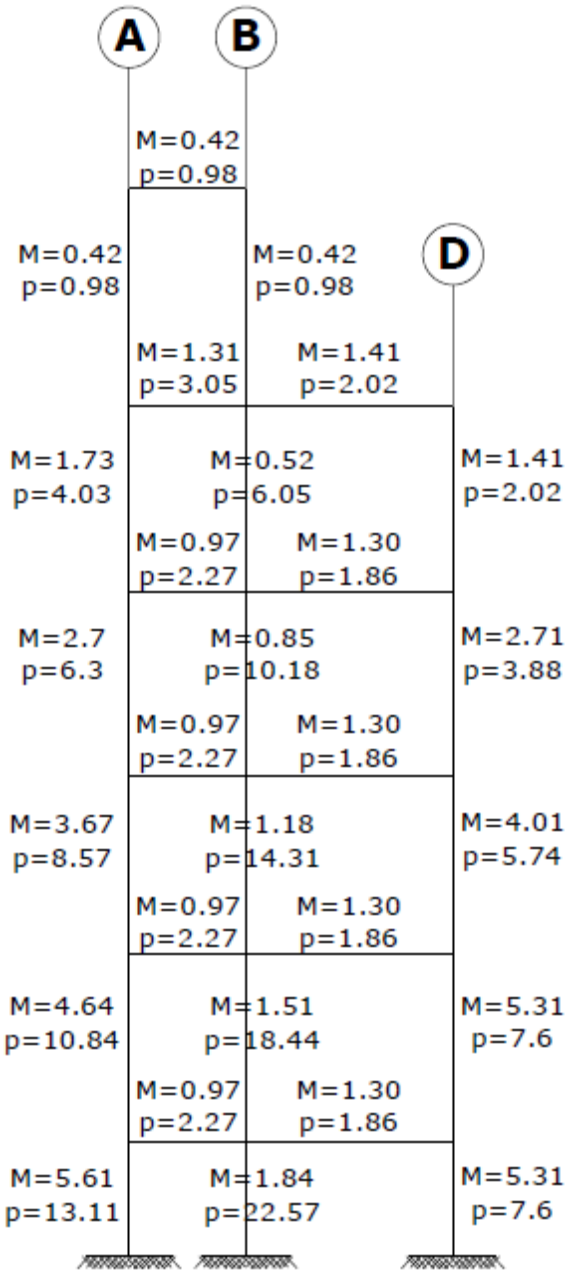
محاسبات

قاب 1



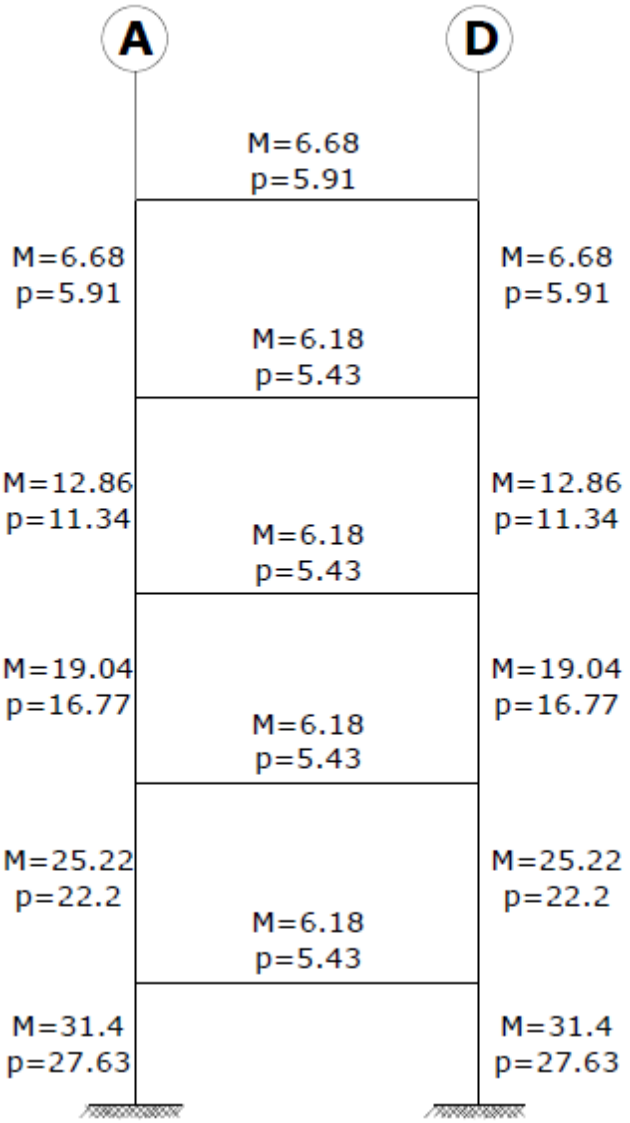
www.Prozhe.com

قاب 2


A
B
D
M=0.42
p=0.98
M=0.42
p=0.98
M=0.42
p=0.98
M=1.31
p=3.05
M=1.41
p=2.02
M=1.73
p=4.03
M=0.52
p=6.05
M=1.41
p=2.02
M=0.97
p=2.27
M=1.30
p=1.86
M=2.7
p=6.3
M=0.85
p=10.18
M=2.71
p=3.88
M=0.97
p=2.27
M=1.30
p=1.86
M=3.67
p=8.57
M=1.18
p=14.31
M=4.01
p=5.74
M=0.97
p=2.27
M=1.30
p=1.86
M=4.64
p=10.84
M=1.51
p=18.44
M=5.31
p=7.6
M=0.97
p=2.27
M=1.30
p=1.86
M=5.61
p=13.11
M=1.84
p=22.57
M=5.31
p=7.6

محاسبات

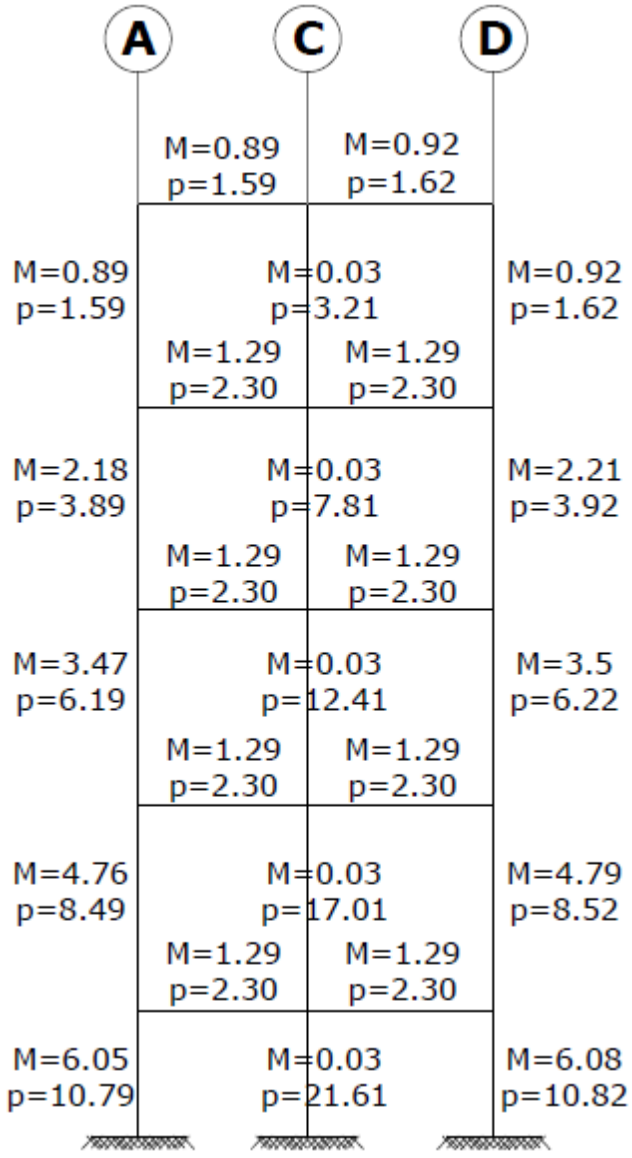
قاب 3



موضوع:

محاسبات

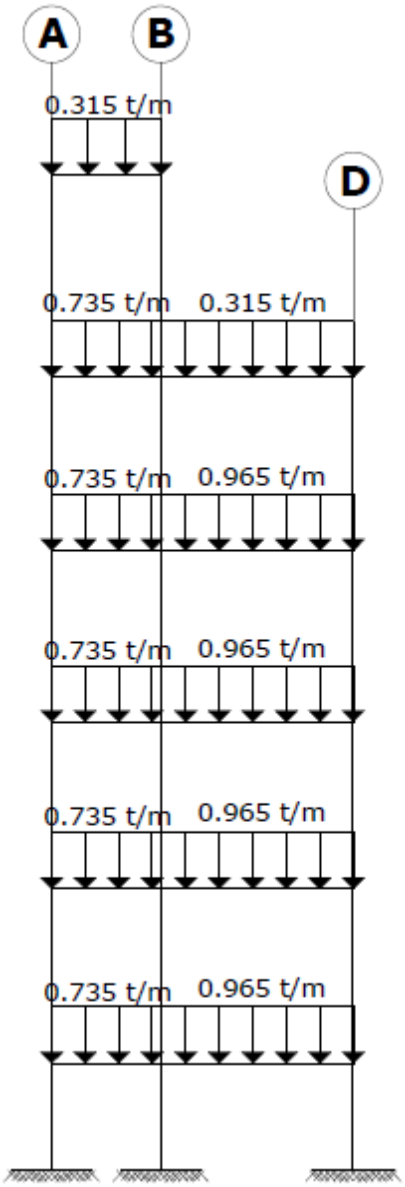
قاب 4



www.Prozhe.com

ب- بارهای زنده :

قاب 1

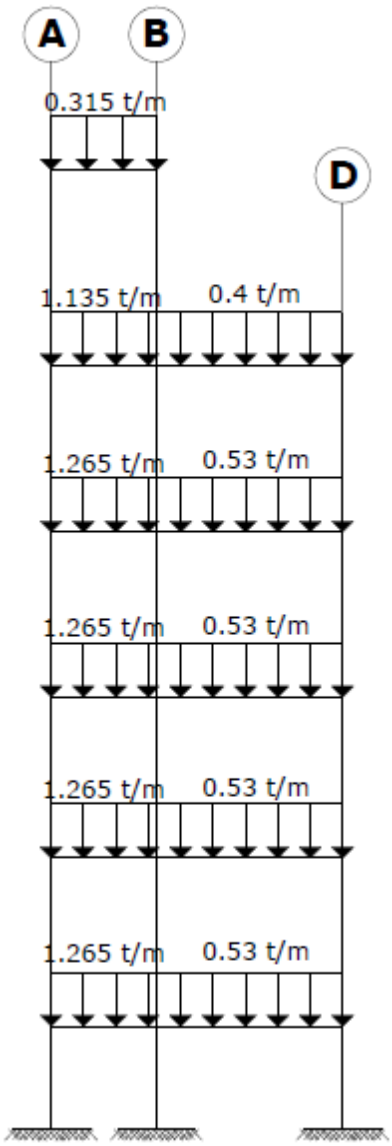


www.Prozhe.com

موضوع:

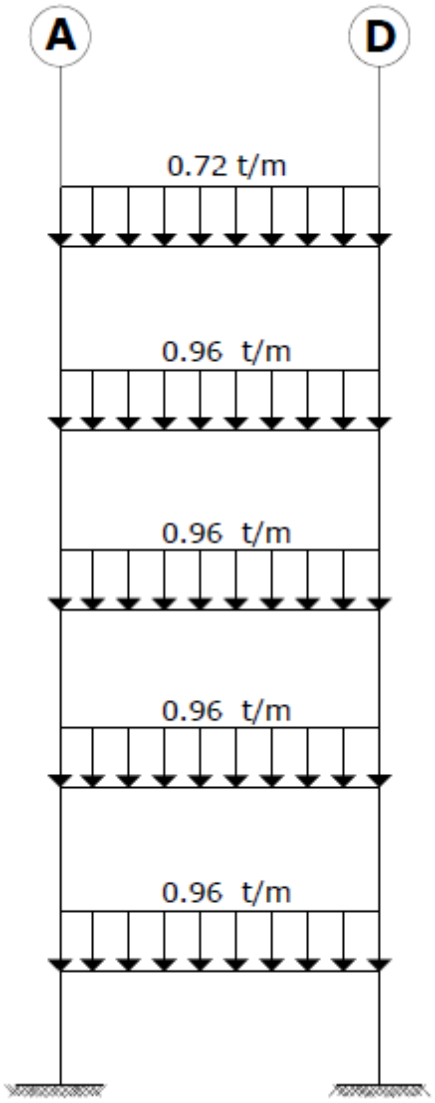
محاسبات

قاب 2



www.Prozhe.com

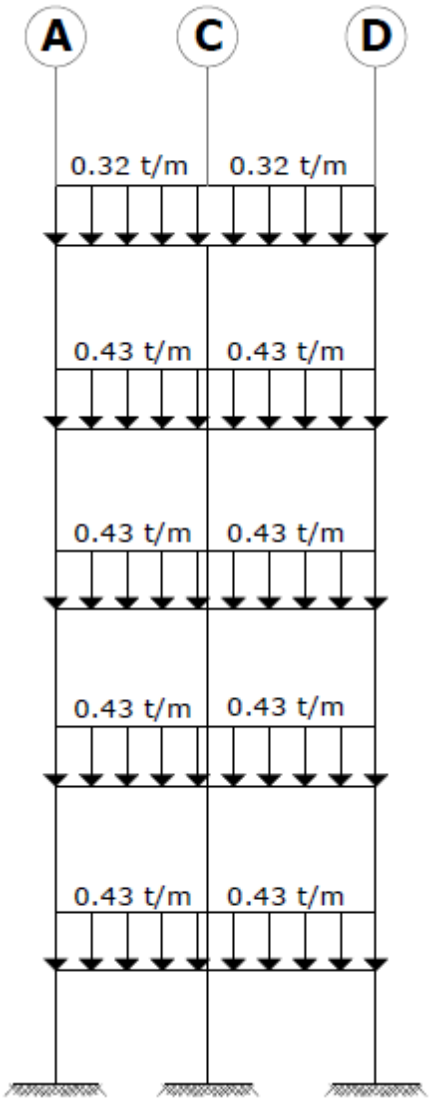
قاب 3



موضوع:

محاسبات

قاب 4



www.Prozhe.com

تحلیل بارهای زنده به روش 0.1 دهانه

قاب 1

تیر A-B در خرپشته

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 0.315 \times 2.15^2 = 0.116 \ \ ton - m$

$\mathrm{R} = \ 0.4\, wl = 0.4 \times 0.315 \times 2.15 = 0.27\ ton$

$M_s = \ -0.045\, wl^2 = \ -0.045 \times 0.315 \times 2.15^2 = \ -0.065\ ton - m$

تیر A-B در بام

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 0.735 \times 2.15^2 = 0.271 \ \ ton - m$

$\mathrm{R} = \ 0.4\, wl = 0.4 \times 0.735 \times 2.15 = 0.63\ ton$

$M_s = \ -0.045\, wl^2 = \ -0.045 \times 0.735 \times 2.15^2 = \ -0.152\ \ ton - m$

تیر A-B در طبقات

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 0.735 \times 2.15^2 = 0.271 \ \ ton - m$

$\mathrm{R} = \ 0.4\, wl = 0.4 \times 0.735 \times 2.15 = 0.63\ \ ton$

$M_s = \ -0.045\, wl^2 = \ -0.045 \times 0.735 \times 2.15^2 = \ -0.152\ \ ton - m$

تیر B-D در بام

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 0.315 \times 3.5^2 = 0.30 \ \ ton - m$

$\mathrm{R} = \ 0.4\, wl = 0.4 \times 0.315 \times 3.5 = 0.44\ \ ton$

$M_s = -0.045\, wl^2 = -0.045 \times 0.315 \times 3.5^2 = -0.173\ ton-m$

تیرB-D در طبقات

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 0.965 \times 3.5^2 = 0.94\ \ ton-m$

$\mathrm{R} = 0.4\, wl = 0.4 \times 0.965 \times 3.5 = 1.35\ ton$

$M_s = -0.045\, wl^2 = -0.045 \times 0.965 \times 3.5^2 = -0.531\ ton-m$

قاب 2

تیر A-B در خرپشته

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 0.315 \times 2.15^2 = 0.116\ \ ton-m$

$\mathrm{R} = 0.4\, wl = 0.4 \times 0.315 \times 2.15 = 0.27\ ton$

$M_s = -0.045\, wl^2 = -0.045 \times 0.315 \times 2.15^2 = -0.065\ ton-m$

تیر A-B در بام

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 1.135 \times 2.15^2 = 0.42\ \ ton-m$

$\mathrm{R} = 0.4\, wl = 0.4 \times 1.135 \times 2.15 = 0.97\ ton$

$M_s = -0.045\, wl^2 = -0.045 \times 1.135 \times 2.15^2 = -0.23\ ton-m$

تیر A-B در طبقات

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 1.265 \times 2.15^2 = 0.46\ \ ton-m$

$\mathrm{R} = 0.4\, wl = 0.4 \times 1.265 \times 2.15 = 1.08\ ton$

$M_s = -0.045\, wl^2 = -0.045 \times 1.265 \times 2.15^2 = -0.26\ ton-m$

تیر B-D در بام

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 0.4 \times 3.5^2 = 0.39\ \ ton-m$

$\mathrm{R} = 0.4\, wl = 0.4 \times 0.4 \times 3.5 = 0.56\ ton$

$M_s = -0.045\, wl^2 = -0.045 \times 0.4 \times 3.5^2 = -0.22\ ton-m$

تیرB-D در طبقات

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 0.53 \times 3.5^2 = 0.51\ \ ton-m$

$\mathrm{R} = 0.4\, wl = 0.4 \times 0.53 \times 3.5 = 0.74\ ton$

$M_s = -0.045\, wl^2 = -0.045 \times 0.53 \times 3.5^2 = -0.29\ ton-m$

قاب 3

تیر A-D در بام

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 0.72 \times 5.65^2 = 1.83\ \ ton-m$

$\mathrm{R} = 0.4\, wl = 0.4 \times 0.72 \times 5.65 = 1.62\ ton$

$M_s = -0.045\, wl^2 = -0.045 \times 0.72 \times 5.65^2 = -1.03\ ton-m$

تیر A-D در طبقات

$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 0.96 \times 5.65^2 = 2.45\ \ ton-m$

$$R = 0.4\,wl = 0.4 \times 0.96 \times 5.65 = 2.16 ton$$

$$M_s = -0.045\,wl^2 = -0.045 \times 0.96 \times 5.65^2 = -1.37\ ton-m$$

قاب 4

تیر A-C در بام

$$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 0.32 \times 2.8^2 = 0.20\quad ton-m$$

$$R = 0.4\,wl = 0.4 \times 0.32 \times 2.8 = 0.35\ ton$$

$$M_s = -0.045\,wl^2 = -0.045 \times 0.32 \times 2.8^2 = -0.11\ ton-m$$

تیر A-C در طبقات

$$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 0.43 \times 2.8^2 = 0.27\quad ton-m$$

$$R = 0.4\,wl = 0.4 \times 0.43 \times 2.8 = 0.48\ ton$$

$$M_s = -0.045\,wl^2 = -0.045 \times 0.43 \times 2.8^2 = -0.15\ ton-m$$

تیر C-D در بام

$$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 0.32 \times 2.85^2 = 0.20\quad ton-m$$

$$R = 0.4\,wl = 0.4 \times 0.32 \times 2.85 = 0.36\ ton$$

$$M_s = -0.045\,wl^2 = -0.045 \times 0.32 \times 2.85^2 = -0.11\ ton-m$$

تیر C-D در طبقات

$$M_m = 0.08wl^2 = 0.08 \times 0.43 \times 2.85^2 = 0.27\ ton-m$$

موضوع:

محاسبات

$$R = 0.4\,wl = 0.4 \times 0.43 \times 2.85 = 0.48\ ton$$

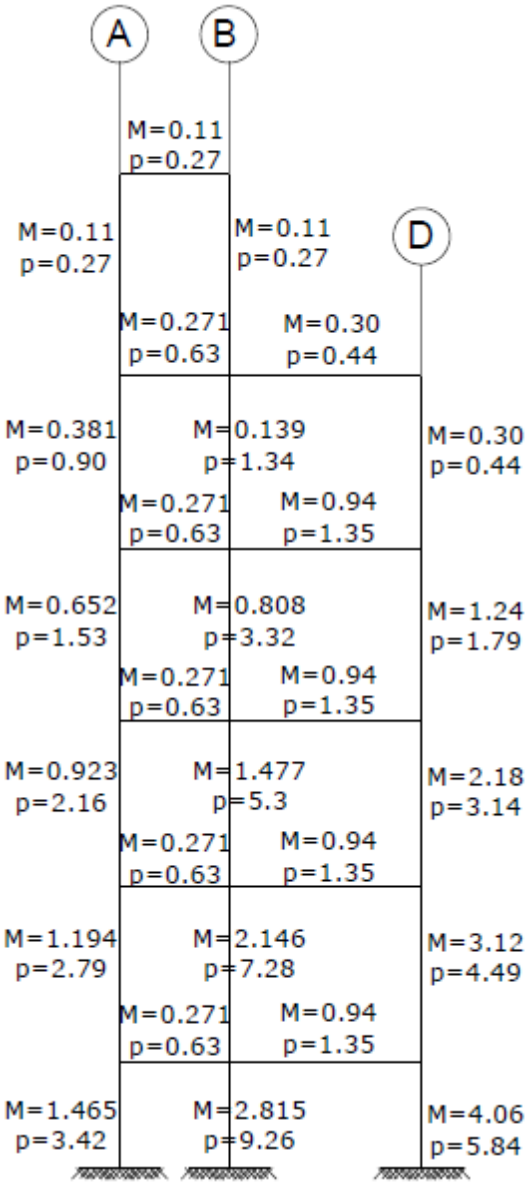
$$M_s = -0.045\,wl^2 = -0.045 \times 0.43 \times 2.85^2 = -0.15\ ton - m$$

www.Prozhe.com

موضوع:

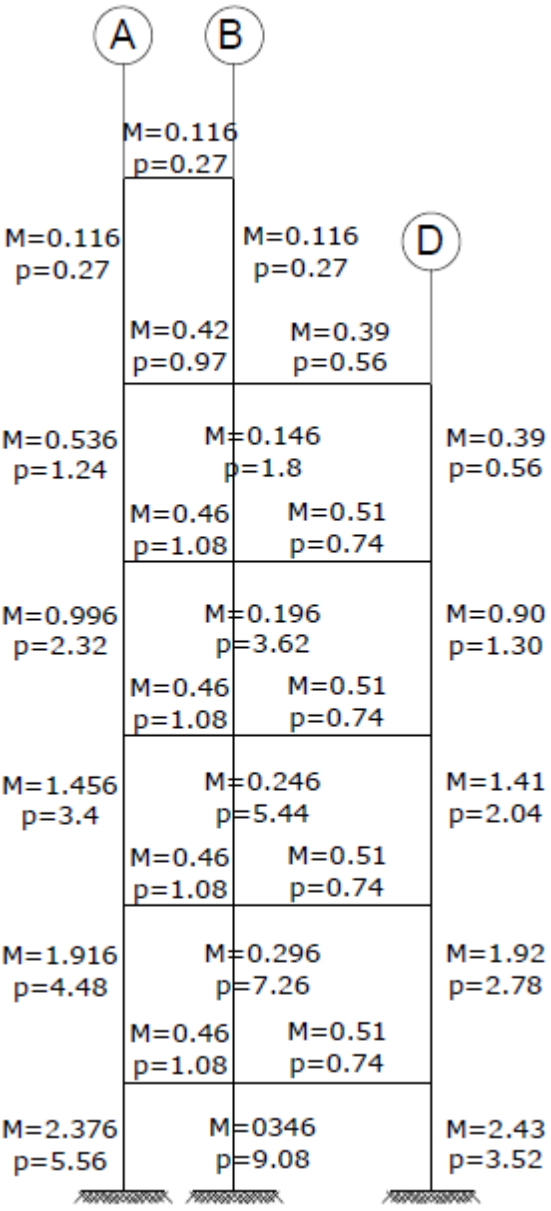
محاسبات

قاب 1



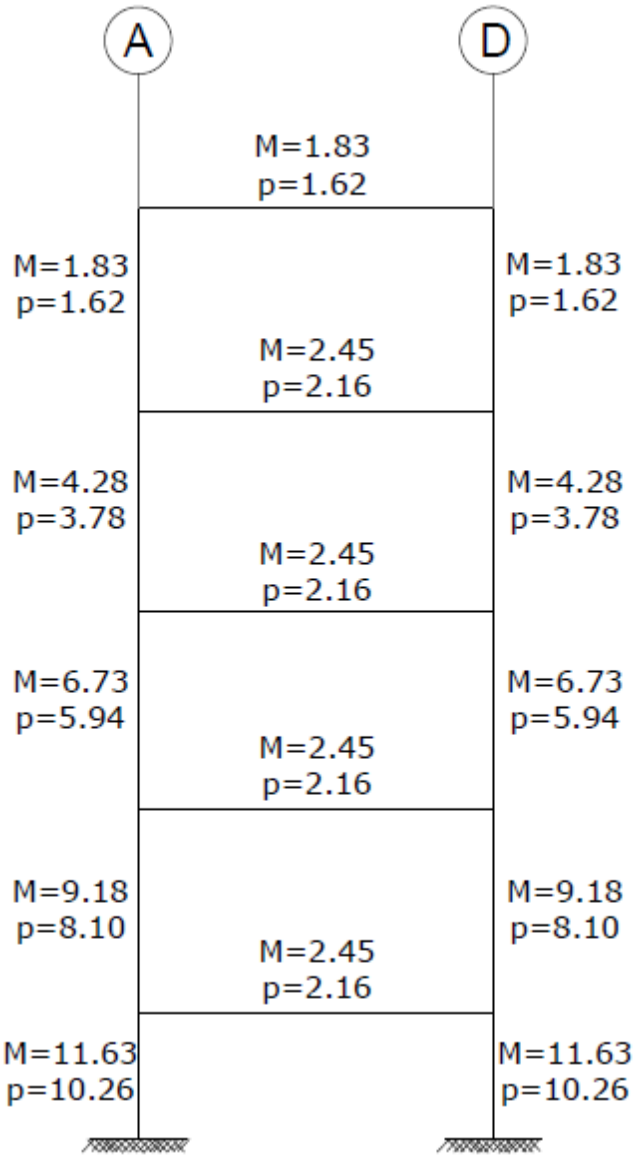
www.Prozhe.com

قاب 2


A
B
D
M=0.116
p=0.27
M=0.116
p=0.27
M=0.116
p=0.27
M=0.42
p=0.97
M=0.39
p=0.56
M=0.536
p=1.24
M=0.146
p=1.8
M=0.39
p=0.56
M=0.46
p=1.08
M=0.51
p=0.74
M=0.996
p=2.32
M=0.196
p=3.62
M=0.90
p=1.30
M=0.46
p=1.08
M=0.51
p=0.74
M=1.456
p=3.4
M=0.246
p=5.44
M=1.41
p=2.04
M=0.46
p=1.08
M=0.51
p=0.74
M=1.916
p=4.48
M=0.296
p=7.26
M=1.92
p=2.78
M=0.46
p=1.08
M=0.51
p=0.74
M=2.376
p=5.56
M=0346
p=9.08
M=2.43
p=3.52

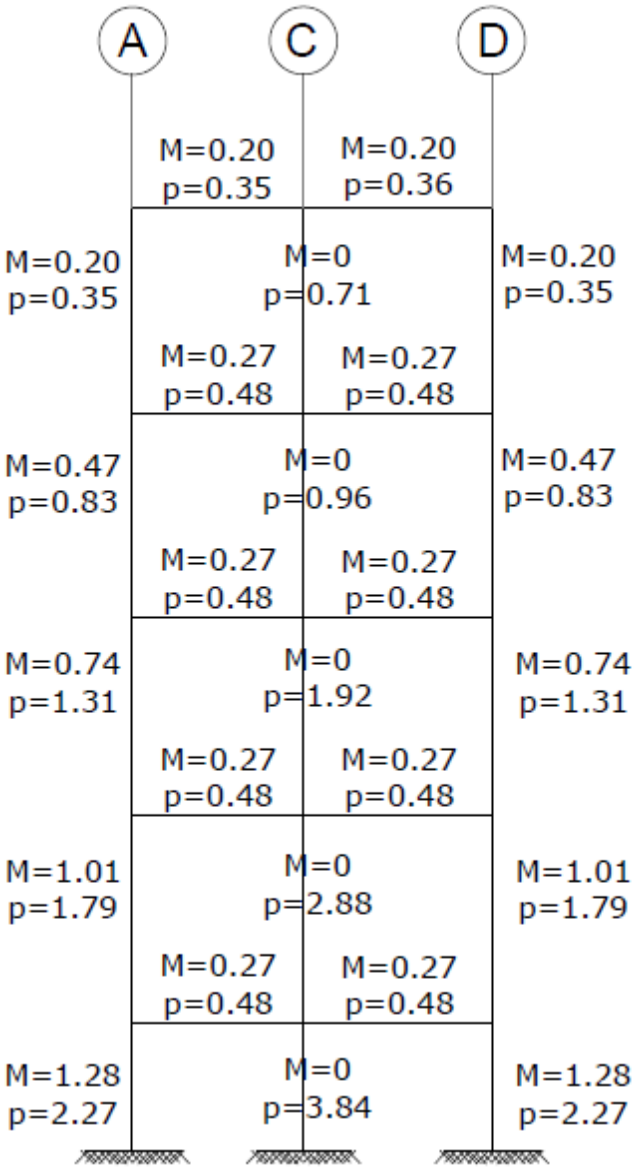
محاسبات

قاب 3



محاسبات

قاب 4



www.Prozhe.com

طراحی ابعادی مقاطع تیر قاب D :

Axes : D *Level: +5(roof beam)*
Start : 1 *End : 2*

$F_y = 2400 \ {}^{kg}/_{cm^2}$ Span: *4.2 m*

Load case	Shear (ton)			Moment (ton.m)		
	Start	*Middle*	*End*	*Start*	*Middle*	*End*
$D+L$	0.44	---	−0.44	0	0.46	0
E	±0	0	±0	±0	0	±0
$0.75(D+L+E)$	0.33	---	−0.33	0	0.34	0
$0.75(D+L-E)$	−0.33	---	0.33	0	0.34	0
Critical Loading	0.44	---	−0.44	0	0.46	0

Lateraly supported

Compact ✓	*Noncompact*
$F_b = 0.66 F_y = 1584 \ {}^{kg}/_{cm^2}$	$F_b = 0.6 F_y =$

$S = (M/F_b) = \frac{0.46 \times 100000}{1584} = 29 \ cm^3$

Profile : **IPE 160** I_x=869 cm^4 S_x= 109 cm^3 A=20.1 cm^2 A_w = 7.63 cm^2

Design for shear

$f_v = (v/A_w) = \frac{0.44 \times 1000}{7.63} = 57.67 \ {}^{kg}/_{cm^2}$

$h/t_w = \frac{16}{0.5} = 32 \leq 3185/\sqrt{F_y} = 65.01$; $F_v = 0.4F_y = 960 \ {}^{kg}/_{cm^2}$ ✓ O.K.

design for deflection

$\Delta_{max} = (5wl^4/384\ EI) = (5 \times 0.21 \times 10 \times (4.2 \times 100)^4 / 384 \times 869 \times 2.1 \times 10^6) = 0.46 \ cm$

$\Delta_{allowable} = \frac{l}{240} = \frac{420}{240} = 1.75 \ cm$ $0.46 < 1.75 \rightarrow$ ✓ O.K.

موضوع:

محاسبات

چون تیرها در داخل بتن سقف قرار می گیرند بنابر این دارای مهار بال فشاری هستند، یعنی اتکای جانبی دارند.

Axes : D *Level: +5(roof beam)*
Start : 2 *End : 3*

$F_y = 2400 \ {}^{kg}/_{cm^2}$ Span: *5.3 m*

Load case	Shear (ton)			Moment (ton.m)		
	Start	*Middle*	*End*	*Start*	*Middle*	*End*
$D+L$	0.55	---	-0.55	0	0.73	0
E	± 0	0	± 0	± 0	0	± 0
$0.75(D+L+E)$	0.41	---	-0.41	0	0.54	0
$0.75(D+L-E)$	0.41	---	-0.41	0	0.54	0
Critical Loading	0.55	---	-0.55	0	0.73	0

Lateraly supported

Compact ✓	*Noncompact*
$F_b = 0.66 F_y = 1584 \ {}^{kg}/_{cm^2}$	$F_b = 0.6 F_y =$

$S = (M/F_b) = \frac{0.73 \times 100000}{1584} = 46 \ cm^3$

Profile : **IPE 160** I_x=869 cm^4 S_x= 109 cm^3 A=20.1 cm^2 A_w = 7.63 cm^2

Design for shear

$f_v = (v/A_w) = \frac{0.55 \times 1000}{7.63} = 72.08 \ {}^{kg}/_{cm^2}$

$h/t_w = \frac{16}{0.5} = 32 \leq 3185/\sqrt{F_y} = 65.01$; $F_v = 0.4F_y = 960 \ {}^{kg}/_{cm^2}$ ✓ O.K.

design for deflection

$\Delta_{max} = (5wl^4/384\ EI) = (5 \times 0.21 \times 10 \times (5.3 \times 100)^4 / 384 \times 869 \times 2.1 \times 10^6) = 1.18 \ cm$

$\Delta_{allowable} = \frac{l}{240} = \frac{530}{240} = 2.20 \ cm$ $1.18 < 2.20 \rightarrow$ ✓ O.K.

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

Axes : D *Level: +5(roof beam)*
Start : 3 *End : 4*

$F_y = 2400 \ {}^{kg}/_{cm^2}$ Span: *4.3 m*

Load case	Shear (ton)			Moment (ton.m)		
	Start	*Middle*	*End*	*Start*	*Middle*	*End*
$D+L$	0.45	---	-0.45	0	0.48	0
E	± 0	0	± 0	± 0	0	± 0
$0.75(D+L+E)$	0.33	---	-0.33	0	0.36	0
$0.75(D+L-E)$	0.33	---	-0.33	0	0.36	0
Critical Loading	0.45	---	-0.45	0	0.48	0

Lateraly supported

Compact ✓	*Noncompact*
$F_b = 0.66 \ F_y = 1584 \ {}^{kg}/_{cm^2}$	$F_b = 0.6 \ F_y =$

$S = (M/F_b) = \frac{0.48 \times 100000}{1584} = 30 \ cm^3$

Profile : **IPE 160** I_x=869 cm^4 S_x= 109 cm^3 A=20.1 cm^2 A_w = 7.63 cm^2

Design for shear

$f_v = (v/A_w) = \frac{0.45 \times 1000}{7.63} = 58.97 \ {}^{kg}/_{cm^2}$

$h/t_w = \frac{16}{0.5} = 32 \leq 3185/\sqrt{F_y} = 65.01$; $F_v = 0.4F_y = 960 \ {}^{kg}/_{cm^2}$ ✓ O.K.

design for deflection

$\Delta_{max} = (5wl^4/384 \ EI) = (5 \times 0.21 \times 10 \times (4.3 \times 100)^4 / 384 \times 869 \times 2.1 \times 10^6) = 0.51 \ cm$

$\Delta_{allowable} = \frac{l}{240} = \frac{430}{240} = 1.8 \ cm$ $0.51 < 1.8 \rightarrow$ ✓ O.K.

www.Prozhe.com

محاسبات

Axes : D *Level: +4 & +3 & +2 & +1*

Start : 1 *End : 2*

$F_y = 2400 \ {}^{kg}/_{cm^2}$ Span: *4.2 m*

Load case	**Shear** (ton)			**Moment** (ton.m)		
	Start	*Middle*	*End*	*Start*	*Middle*	*End*
$D + L$	1.68	---	-1.68	0	1.76	0
E	± 0	0	± 0	± 0	0	± 0
$0.75(D + L + E)$	1.26	---	-1.26	0	1.32	0
$0.75(D + L - E)$	1.26	---	-1.26	0	1.32	0
Critical Loading	1.68	---	-1.68	0	1.76	0

Lateraly supported

Compact ✓	*Noncompact*
$F_b = 0.66 \ F_y = 1584 \ {}^{kg}/_{cm^2}$	$F_b = 0.6 \ F_y =$

$S = (M/F_b) = \frac{1.76 \times 100000}{1584} = 111 \ cm^3$

Profile : **IPE 180** I_x=1320 cm S_x= 146 cm^3 A=23.9 cm^2 A_w = 9.12 cm^2

Design for shear

$f_v = (v/A_w) = \frac{1.68 \times 1000}{9.12} = 184.21 \ {}^{kg}/_{cm^2}$

$h/t_w = \frac{18}{0.5} = 36 \leq 3185/\sqrt{F_y} = 65.01$; $F_v = 0.4F_y = 960 \ {}^{kg}/_{cm^2}$ ✓ O.K.

design for deflection

$\Delta_{max} = (5wl^4/384 \ EI) = (5 \times 0.8 \times 10 \times (4.2 \times 100)^4 / 384 \times 1320 \times 2.1 \times 10^6) = 1.17 \ cm$

$\Delta_{allowable} = \frac{l}{240} = \frac{420}{240} = 1.75 \ cm$ $1.17 < 1.75 \rightarrow$ ✓ O.K.

موضوع:

محاسبات

Axes : D *Level: +4 & +3 & +2 & +1*

Start : 2 *End : 3*

$F_y = 2400 \ {}^{kg}/_{cm^2}$ Span: *5.3 m*

Load case	**Shear** (ton)			**Moment** (ton.m)		
	Start	*Middle*	*End*	*Start*	*Middle*	*End*
$D+L$	2.12	---	-2.12	0	2.80	0
E	± 0	0	± 0	± 0	0	± 0
$0.75(D+L+E)$	1.59	---	-1.59	0	2.1	0
$0.75(D+L-E)$	1.59	---	-1.59	0	2.1	0
Critical Loading	2.12	---	-2.12	0	2.80	0

Lateraly supported

Compact ✓	*Noncompact*
$F_b = 0.66 F_y = 1584 \ {}^{kg}/_{cm^2}$	$F_b = 0.6 F_y =$

$S = (M/F_b) = \frac{2.8 \times 100000}{1584} = 176 \ cm^3$

Profile : **IPE 200** I_x=1940 cm S_x= 194cm^3 A=28.5 cm^2 A_w = 10.7 cm^2

Design for shear

$f_v = (v/A_w) = \frac{2.12 \times 1000}{10.7} = 196.26 \ {}^{kg}/_{cm^2}$

$h/t_w = \frac{20}{0.5} = 40 \leq 3185/\sqrt{F_y} = 65.01$; $F_v = 0.4F_y = 960 \ {}^{kg}/_{cm^2}$ ✓ O.K.

design for deflection

$\Delta_{max} = (5wl^4/384\ EI) = (5 \times 0.8 \times 10 \times (5.3 \times 100)^4 / 384 \times 1940 \times 2.1 \times 10^6) = 2.01 \ cm$

$\Delta_{allowable} = \frac{l}{240} = \frac{530}{240} = 2.2 \ cm$ $2.01 < 2.2 \rightarrow$ ✓ O.K.

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

Axes : D *Level: +3 & +2 & +1*

Start : 3 *End : 4*

$F_y = 2400 \ {}^{kg}/_{cm^2}$ Span: *4.3 m*

Load case	**Shear** (ton)			**Moment** (ton.m)		
	Start	*Middle*	*End*	*Start*	*Middle*	*End*
$D+L$	1.72	---	-1.72	0	1.85	0
E	± 0	0	± 0	± 0	0	± 0
$0.75(D+L+E)$	1.3	---	-1.3	0	1.38	0
$0.75(D+L-E)$	1.3	---	-1.3	0	1.38	0
Critical Loading	1.72	---	-1.72	0	1.85	0

Lateraly supported

Compact ✓	*Noncompact*
$F_b = 0.66 F_y = 1584 \ {}^{kg}/_{cm^2}$	$F_b = 0.6 F_y =$

$S = (M/F_b) = \frac{1.85 \times 100000}{1584} = 116 \ cm^3$

Profile : **IPE 240+2PL100×10** I_x=16110 cm S_x= 1239.2cm^3 A=59.1cm^2 A_w = 14.3 cm^2

Design for shear

$f_v = (v/A_w) = \frac{1.72 \times 1000}{14.3} = 120.27 \ {}^{kg}/_{cm^2}$

$h/t_w = \frac{26}{0.62} = 41.93 \leq 3185/\sqrt{F_y} = 65.01$; $F_v = 0.4F_y = 960 \ {}^{kg}/_{cm^2}$ ✓ O.K.

design for deflection

$\Delta_{max} = (5wl^4/384\ EI) = (5 \times 0.8 \times 10 \times (4.3 \times 100)^4 / 384 \times 16110 \times 2.1 \times 10^6) = 1.05 \ cm$

$\Delta_{allowable} = \frac{l}{240} = \frac{430}{240} = 1.79 \ cm$ $1.05 < 1.79 \rightarrow$ ✓ O.K.

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

انتخاب فوق به دلیل انطباق تیر و ستون و بدست آوردن شکل پذیری مناسب در طراحی ستون می باشد.

Axes : D *Level: +4*
Start : 3 *End : 4*

F_y = 2400 kg/cm^2 Span: *4.3 m*

Load case	**Shear** (ton)			**Moment** (ton.m)		
	Start	*Middle*	*End*	*Start*	*Middle*	*End*
$D+L$	1.72	---	-1.72	0	1.85	0
E	± 0	0	± 0	± 0	0	± 0
$0.75(D+L+E)$	1.3	---	-1.3	0	1.38	0
$0.75(D+L-E)$	1.3	---	-1.3	0	1.38	0
Critical Loading	1.72	---	-1.72	0	1.85	0

Lateraly supported

Compact ✓	*Noncompact*
$F_b = 0.66\ F_y = 1584\ kg/cm^2$	$F_b = 0.6\ F_y =$

$S = (M/F_b) = \frac{1.85 \times 100000}{1584} = 116\ cm^3$

Profile : **IPE 180** I_x=1320 cm S_x= 146cm^3 A=23.9cm^2 A_w = 9.12 cm^2

Design for shear

$f_v = (v/A_w) = \frac{1.72 \times 1000}{9.12} = 188.6\ kg/cm^2$

$h/t_w = \frac{18}{0.5} = 36 \leq 3185/\sqrt{F_y} = 65.01$; $F_v = 0.4F_y = 960\ kg/cm^2$ ✓ O.K.

design for deflection

$\Delta_{max} = (5wl^4/384\ EI) = (5 \times 0.8 \times 10 \times (4.3 \times 100)^4 / 384 \times 1320 \times 2.1 \times 10^6) = 1.28\ cm$

$\Delta_{allowable} = \frac{l}{240} = \frac{430}{240} = 1.79\ cm$ $1.28 < 1.79 \rightarrow$ ✓ O.K.

www.Prozhe.com

طراحی ابعادی مقاطع تیر قاب 4 :

Axes : 4 *Level: +5(roof beam)*

Start : A *End : C*

$F_y = 2400 \ {}^{kg}/_{cm^2}$ Span: *2.80 m*

Load case	Shear (ton)			Moment (ton.m)		
	Start	*Middle*	*End*	*Start*	*Middle*	*End*
$D+L$	1.94	---	-1.94	-0.612	1.09	-0.612
$0.75(D+L+E)$	3.725	± 3.027	-3.725	1.982	3.258	1.982
$0.75(D+L-E)$	-0.815	± 3.027	0.815	-2.90	-1.623	-2.90
Critical Loading	**3.725**	**$\pm$3.027**	**$-$3.725**	**$-$2.90**	**3.258**	**$-$2.90**

Lateraly supported

Compact ✓ | *Noncompact*

$F_{bx} = 0.66 F_y = 1584 \ {}^{kg}/_{cm^2}$ | $F_{bx} = 0.6 F_y =$

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_x = \frac{0.65\times 280}{9.11} = 19.97 \rightarrow F_a = 824 \ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_y = \frac{1.0\times 280}{2.48} = 112.9$$

$f_a = \frac{11000}{33.4} = 329.34 \ {}^{kg}/_{cm^2} < F_a$ ✓O.K.

$(f_a/F_a) = 0.39 > 0.15$

$f_{bx} = \frac{325800}{252} = 1292.85 \ {}^{kg}/_{cm^2} < F_{bx}$ ✓O.K.

Profile Properties

IPE220

$A=33.4 \ cm^2$ $r_x=9.11$ cm $r_y=2.48$ cm $S_x=252 \ cm^3$

$C_{mx}=0.85$

$F'_{ex} = 27093.58 \ {}^{kg}/_{cm^2}$

معیار مقاومت : $(f_a/0.6F_y)+(f_{bx}/F_{bx}) \leq 1.0$

$$\frac{329.34}{1440} + \frac{1292.85}{1584} = 1.03 \leq 1.0 \sim \checkmark O.K.$$

معیار پایداری: $(f_a/F_a)+ [\ C_{mx}/1-(f_a/\ F'_{ex}\ )\ ]\times(f_{bx}/F_{bx})$

$$\frac{329.34}{824} + \frac{0.85}{1-0.53}\times\frac{1292.85}{1584} = 1.08 \leq 1.0 \checkmark O.K.$$

design for deflection

$\Delta_{max} = (1wl^4/384\ EI) = (1\times 1.743\times 10\times (2.8\times 100)^4 / 384\times 2770\times 2.1\times 10^6) = 0.047 \ cm$

$\Delta_{allowable} = \frac{l}{240} = \frac{280}{240} = 1.16 \ cm$ $0.047 < 1.16 \rightarrow$ ✓ O.K.

موضوع:

محاسبات

در طراحی تیرهای قاب 4 با توجه به اینکه طول هر دو دهانه مساوی است، بنابر این برای هر دو دهانه از یک تیپ تیر استفاده می کنیم. $IPE220$ ← دهانه C-D در بام

با توجه به مقدار لنگر طراحی موجود در جدول صفحه بعد و همچنین، محدودیت ضخامت سقف برای انتخاب پروفیل، طراحی تیر C-D در تراز 1+ نیازمند استفاده از پروفیل دوبل با ورق تقویتی است.

$$Try:\ 2IPE300 \begin{cases} I_x = 8360\ cm^4 & S_x = 557\ cm^3 \\ I_y = 604\ cm^4 & S_y = 80.5\ cm^3 \\ A = 53.8\ cm^2 & 2A = 107.6\ cm^2 \end{cases}$$

استفاده از دو ورق تقویتی [6]:

$$A_p = (S - 0.9S_b)/d$$

$S_x = M_x/F_b$ ← مورد نیاز $S = \frac{2338000}{1584} = 1476\ cm^3$

$$A_p = [1476 - 0.9(2 \times 557)]/30 \cong 16\ cm^2$$

$$\therefore\ use\ 2PL\ 160 \times 10$$

$$I_x = (2 \times 8360) + 2\left(\frac{16 \times 1}{12} + 16 \times 15.5^2\right) = 24410.67\ cm^4$$

$$S_x = (I_x/c) = 1574.88\ cm^3$$

$$r_x = \sqrt{\frac{24410.67}{139.6}} = 13.22\ cm$$

$$I_y = 2(604 + 107.6 \times 56.25) + 2\left(\frac{1 \times 4096}{12}\right) = 13995.67\ cm^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{13995.67}{139.6}} = 10.01\ cm$$

[6] - Design of steel structures by S.Tahoni section 8-18

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

Axes : 4 *Level: +1*
Start : C *End : D*

$F_y = 2400 \ {}^{kg}/_{cm^2}$ Span: *2.85 m*

Load case	Shear (ton)			Moment (ton.m)		
	Start	*Middle*	*End*	*Start*	*Middle*	*End*
$D+L$	2.78	---	-2.78	-0.87	1.56	-0.87
$0.75(D+L+E)$	14.77	± 12.69	-14.77	21.55	23.38	21.55
$0.75(D+L-E)$	-10.60	± 12.69	10.60	-22.86	-21.04	-22.86
Critical Loading	**14.77**	**$\pm$12.69**	**$-$14.77**	**$-$22.86**	**23.38**	**$-$22.86**

Lateraly supported

Compact ✓	*Noncompact*
$F_{bx} = 0.66\ F_y = 1584 \ {}^{kg}/_{cm^2}$	$F_{bx} = 0.6\ F_y =$

$\left(\frac{kl}{r}\right)_x = \frac{0.65\times 285}{13.22} = 14.01$

$\rightarrow F_a = 1339 \ {}^{kg}/_{cm^2}$

$\left(\frac{kl}{r}\right)_y = \frac{1.0\times 285}{10.01} = 28.47$

$f_a = \frac{31550}{139.6} = 226 \ {}^{kg}/_{cm^2} < F_a$ ✓O.K.

$(f_a/F_a) = 0.168 > 0.15$

$f_{bx} = \frac{2338000}{1574.88} = 1484.55 \ {}^{kg}/_{cm^2} < F_{bx}$ ✓O.K.

Profile Properties

2IPE300+2PL160×10

A=139.6 cm^2 r_x=13.22cm r_y=10.01cm S_x=1574.88 cm^3

C_{mx}=0.85

$F'_{ex} = 55070.48 \ {}^{kg}/_{cm^2}$

معیار مقاومت : $(f_a/0.6F_y)+(f_{bx}/F_{bx}) \leq 1.0$

$\frac{226}{1440} + \frac{1484.55}{1584} = 1.08 \leq 1.0 \sim$ ✓O.K.

معیار پایداری: $(f_a/F_a)+ [\ C_{mx}/1-(f_a/\ F'_{ex}\ )\ ]\times(f_{bx}/F_{bx})$

$\frac{226}{1339} + \frac{0.85}{1-0.083} \times \frac{1484.55}{1584} = 0.968 \leq 1.0$ ✓ O.K.

design for deflection

$\Delta_{max} = (1wl^4/384\ EI) = (1 \times 2.49 \times 10 \times (2.85\times 100)^4 / 384 \times 24410.67 \times 2.1 \times 10^6) = 0.008 \ cm$

$\Delta_{allowable} = \frac{l}{240} = \frac{285}{240} = 1.18 \ cm$ $0.008 < 1.18 \rightarrow$ ✓ O.K.

www.Prozhe.com

طراحی عضو قطری باد بند[۷]

طبقه پارکینگ :

قطری فشاری

$F = 52.16 \times 0.5 = 26.08\ ton$ $\qquad$ $d = 483\ cm$

guess : $Fa = 1000\ kg/cm^2$

$A \geq p / F_a \quad \rightarrow \quad A = \frac{26080}{1000} = 26.08\ cm^2$

$Try : 2UNP100$

$2A = 2 \times 13.5 = 27\ cm^2$ $\qquad$ $r_x = 3.91\ cm$

$I_y = 2(29.3 + 13.5 \times 3.45^2) = 379.9\ cm^4$ $\qquad$ $2r_y = 3.75\ cm$

کمانش داخل صفحه $\qquad \lambda_x = (\frac{kl}{r})_x = \frac{0.5 \times 483}{3.91} = 61.76$

کمانش خارج صفحه $\qquad \lambda_y = (\frac{kl}{r})_y = \frac{0.7 \times 483}{3.75} = 90.16 \rightarrow \lambda_{max} = \lambda_y \rightarrow F_a = \mathbf{1189}\ {}^{kg}/_{cm^2}$

$f_a = \frac{P}{A} = \frac{26080}{27} = 965.92\ {}^{kg}/_{cm^2} < 1189\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $\qquad$ ✓ O.K.

$f_a / F_a = 0.81$ مقطع اقتصادی است.

کنترل کمانش موضعی :

$(b_f / 2t_f) \leq (795/\sqrt{F_y}) \quad \rightarrow \quad 2.94 \leq 16.22$ $\qquad$ ✓ O.K.

[7] - Structural Analysis by S.Tahoni section 3-14 & Design of steel structures by S.Tahoni page 787

www.Prozhe.com

$(d/t_w) \leq (2120/\sqrt{F_y}) \quad \rightarrow \quad 11.76 \leq 43.27$ ✓ O.K.

قطری کششی

$F = 52.16 \times 0.5 = 26.08\ ton$ $d = 483\ cm$

$T / A_g \leq 0.6\ F_y \quad \rightarrow A_g = \frac{26080}{1440} = 18.11\ cm^2$

$T / A_e \leq 0.5\ F_u \quad \rightarrow A_e = \frac{26080}{1850} = 14.09\ cm^2$

به فرض استفاده از طول خط جوشی که در طراحی ورق اتصال باید لحاظ گردد[8] :

$A_e = U.A_g\ ; \quad U = 0.85 \quad \rightarrow \quad A_g = 14.09 \div 0.85 = 16.57\ cm^2$

$Try : 2UNP100$

$2A = 2 \times 13.5 = 27\ cm^2 \quad > \quad 18.11\ cm^2$ ✓ O.K.

کنترل لاغری :

$L / r_{min} \leq 300 \quad \rightarrow \quad \frac{483}{3.75} = 128.8 \leq 240 \leq 300$ ✓ O.K.

$\rightarrow USE\ 2UNP\ 100$ ✓ O. K.

سایر طبقات

$F = 53.46 \times 0.5 = 26.73\ ton$ $d = 522\ cm$

guess : $Fa = 1100\ kg/cm^2$

$A \geq p / F_a \quad \rightarrow \quad A = \frac{26730}{1100} = 24.3\ cm^2$

[8] - Design of steel structures by S.Tahoni page 91

موضوع:

محاسبات

$Try\ :\ 2UNP100$

$2A = 2 \times 13.5 = 27\ cm^2$　　$r_x = 3.91\ cm$

$I_y = 2(29.3 + 13.5 \times 3.45^2) = 379.9\ cm^4$　　$2r_y = 3.75\ cm$

کمانش داخل صفحه　$\lambda_x = (\frac{kl}{r})_x = \frac{0.5\times483}{3.91} = 61.76$

کمانش خارج صفحه　$\lambda_y = (\frac{kl}{r})_y = \frac{0.7\times483}{3.75} = 90.16 \rightarrow \lambda_{max} = \lambda_y \rightarrow F_a = \mathbf{1189}\ {}^{kg}/_{cm^2}$

$f_a = \frac{P}{A} = \frac{26730}{27} = 990\ {}^{kg}/_{cm^2} < 1189\ {}^{kg}/_{cm^2}$　　✓ O.K.

$f_a / F_a = 0.83$　مقطع اقتصادی است.

کنترل کمانش موضعی :

$(b_f/2t_f) \le (795/\sqrt{F_y})$　$\rightarrow$　$2.94 \le 16.22$　　✓ O.K.

$(d/t_w) \le (2120/\sqrt{F_y})$　$\rightarrow$　$11.76 \le 43.27$　　✓ O.K.

قطری کششی

$F = 53.46 \times 0.5 = 26.73\ ton$　　$d = 522\ cm$

$T / A_g \le 0.6\ F_y \rightarrow A_g = \frac{26730}{1440} = 18.56\ cm^2$

$T / A_e \le 0.5\ F_u \rightarrow A_e = \frac{26730}{1850} = 14.44\ cm^2$

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

به فرض استفاده از طول خط جوشی که در طراحی ورق اتصال باید لحاظ گردد :

$$A_e = U.A_g \;;\quad U = 0.85 \;\rightarrow\; A_g = 14.44 \div 0.85 = 16.98\ cm^2$$

$$Try\ :\ 2UNP100$$

$$2A = 2 \times 13.5 = 27\ cm^2 \quad > \quad 18.56\ cm^2 \qquad \checkmark \text{ O.K.}$$

کنترل لاغری :

$$L\ /\ r_{min} \leq 300 \quad \rightarrow \quad \frac{522}{3.75} = 139.2 \leq 240 \leq 300 \qquad \checkmark \text{ O.K.}$$

$$\rightarrow USE\ 2UNP\ 100 \qquad \checkmark \text{ O. K.}$$

www.Prozhe.com

محاسبات

طراحی ابعاد ستون ها :

Member Location : **D-4**

Profile **2IPE240**

2PL 330×10 (Flange)

2PL--- (web)

Story : **1**

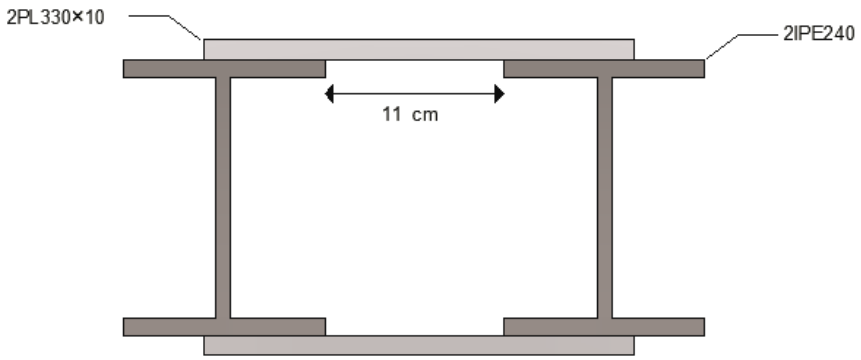
Forces And Moments (ton , ton.m)					**Member Properties (cm)**	
Load Case	P	$(M_{top})_x$	$(M_{bot})_x$	$(M_{top})_y$	$(M_{bot})_y$	**X**	**Y**
$D + L$	19.42	4.93	7.36	0	0	L_x =240	L_y =240
$0.75(D + L + E_x)$	27.255	−7.26	16.48	0	0	G_b= 1.0 G_t=o.18 K_x=0.76	G_b=1.0 G_t=24.96 K_y =2.12
$0.75(D + L - E_x)$	−2.87	14.66	−5.445	0	0	I_x =18098	I_y =16899
$0.75(D + L + E_y)$	9.81	3.69	5.52	0	0	S_x =1392.1	S_y =965.68
$0.75(D + L - E_y)$	9.81	3.69	5.52	0	0	r_x =11.2	r_y =10.82
Critilal Loading	**27.255**	**14.66**	**16.48**	0	0	A=144.2 cm^2	

$\left(\frac{kl}{r}\right)_x = 16.28$ $F'_{ex} = 40800.32\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $F_a = 1245\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $F_{bx} = 0.66\ F_y$

$\left(\frac{kl}{r}\right)_y = 47.02$ $F'_{ey} = 4891.10\ {}^{kg}/_{cm^2}$

www.Prozhe.com

محاسبات



تعیین تنش مجاز خمشی[9] :

$L_{bx} \leq min(635b_f/\sqrt{f}_y \text{ و } A_f \times 14 \times 10^5/d \times F_y)$

$240\ cm \leq min(\frac{635\times35}{\sqrt{2400}} \text{ و } \frac{56.52\times14\times100000}{24\times2400}) = 453.66\ cm$ × تکیه گاه جانبی ندارد

$f_a = \frac{P}{A} = \frac{27.255\times1000}{144.2} = 189\ {}^{kg}/_{cm^2}$

$f_a/F_y = \frac{189}{2400} = 0.07 \leq 0.16 \rightarrow d\ /\ t_w \leq 5365/\sqrt{F_y}[1 - 3.74(f_a/F_y)]$

$\rightarrow \frac{24}{1.24} \leq 5365/\sqrt{2400}[(1 - 3.74\ (\frac{189}{2400})]$

$\therefore\ 19.35 \leq 155.23$ ✓ $O.K.$

$b_f/2t_f \leq 545/\sqrt{F_y} \rightarrow \frac{35}{2\times1} \leq \frac{545}{\sqrt{2400}} \rightarrow 17.5 \leq 11.12$ × فشرده نیست

$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$

9 - Design of steel structures by S.Tahoni section 11-5

www.Prozhe.com

محاسبات

$$C_b=1.75+1.05(\frac{14.66}{16.48})+0.3(\frac{14.66}{16.48})^2\leq 2.3 \quad \rightarrow \quad C_b=2.3$$

رابطه پیچشی :

$$F_b=(84\times 10^4\, C_b)A_f/(L.d)\leq 0.6F_y$$

$$F_b=(84\times 10^4\times 2.3)56.52/(240\times 24)\leq 0.6F_y$$

$$F_b=18957\ \leq 1440 \quad \times \quad \rightarrow \quad F_b=0.6F_y$$

رابطه ستونی :

$$\lambda_b=2685\sqrt{(C_b/F_y)}=83.11$$

$$\lambda_c=6000\sqrt{(C_b/F_y)}=185.74$$

$$\lambda=L\ /\ 1.2r_y=\left(\frac{240}{12.98}\right)=18.48 \quad \rightarrow \lambda<\lambda_b$$

$$=> F_{bx}=0.6\,F_y=1440\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

تعیین ضریب تشدید اسمی[10] :

$$If \quad f_a/F_a>0.15 \quad \rightarrow \quad \delta=C_m/(1-f_a/F'_e)$$

$$\frac{189}{1245}=0.151\ <0.15\ \rightarrow\ \delta_x=\frac{0.85}{1-\frac{189}{40800.32}}=0.85$$

شماره هر ستون در جدول ترکیب تنش ها در ذیل، مربوط به هر ترکیب بار در جدول قبلی می باشد، که البته تنها در بحرانی ترین حالت بررسی شده است.

10 - 10-1-7-1

www.Prozhe.com

محاسبات

Combined stresses

Story : 1 **Column No. : D-4**

IF $f_a/F_a \geq 0.15$ then :

1) $(f_a/F_a) + (\delta_x f_{bx} / F_{bx}) + (\delta_y f_{by} / F_{by}) \leq 1$
2) $(f_a/0.6F_y) + (f_{bx} / F_{bx}) + (f_{by} / F_{by}) \leq 1$

$\delta_x = C_{mx} /(1 - f_a / F'_{ex}) = 0.85$

$\delta_y = C_{my} /(1 - f_a / F'_{ey}) =$

IF $f_a/F_a \leq 0.15$ then :

1) $(f_a/ F_a) + (\delta_x f_{bx}/ F_{bx}) + (f_{by}/F_{by}) \leq 1$

NO.	f_a	f_a/F_a	$f_a/0.6F_y$	f_{bx}	f_{bx}/F_{bx}	C_{mx}	δ_x	f_{by}	f_{by}/F_{by}	C_{my}	δ_y	eq. 1	eq. 2
1	189	0.15	0.13	1183	0.82	0.85	0.85	---	---	1	---	0.84	0.95
2													
3													
4													
5													

www.Prozhe.com

محاسبات

Member Location : **D-4**

Profile
2IPE240
2PL 330×10 (Flange)
2PL--- (web)

Story : **2**

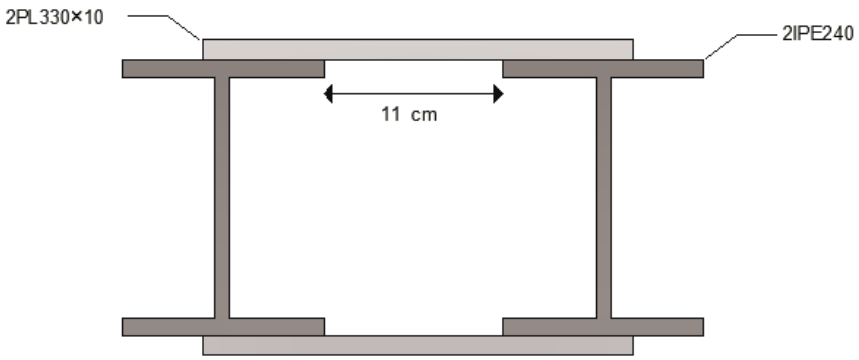
Forces And Moments (ton , ton.m)						Member Properties (cm)	
Load Case	P	$(M_{top})_x$	$(M_{bot})_x$	$(M_{top})_y$	$(M_{bot})_y$	**X**	**Y**
$D + L$	15.92	3.39	6.49	0	0	L_x=310	L_y =310
$0.75(D + L + E_x)$	0.202	−8.24	−6.46	0	0	G_b= 1.513 G_t=1.15 K_x=0.81	G_b=43.59 G_t=33.14 K_y=5.58
$0.75(D + L - E_x)$	23.677	13.33	16.177	0	0	I_x=18098	I_y=16899
$0.75(D + L + E_y)$	11.94	2.54	4.86	0	0	S_x=1392.1 r_x=11.2	S_y=965.68 r_y=10.82
$0.75(D + L - E_y)$	11.94	2.54	4.86	0	0		
Critilal Loading	**23.677**	**13.33**	**16.177**	0	0	A=144.2 cm^2	

$\left(\frac{kl}{r}\right)_x$ = 22.41 F'_{ex} =22060.59 kg/cm^2 F_a = 414 kg/cm^2 F_{bx} =0.6 F_y

$\left(\frac{kl}{r}\right)_y$ = 159.87 F'_{ey} = 423.09 kg/cm^2

www.Prozhe.com

محاسبات



تعیین تنش مجاز خمشی :

$L_{bx} \le min(635b_f/\sqrt{f_y}\ ,\ A_f \times 14 \times 10^5/d \times F_y)$

$310\ cm \le min(\frac{635\times35}{\sqrt{2400}}\ ,\ \frac{56.52\times14\times100000}{24\times2400}) = 453.66\ cm$ × تکیه گاه جانبی ندارد

$f_a = \frac{P}{A} = \frac{23.677\times1000}{144.2} = 164.19\ {}^{kg}/_{cm^2}$

$f_a/F_y = \frac{164.19}{2400} = 0.06 \le 0.16 \rightarrow d\ /\ t_w \le 5365/\sqrt{F_y}[1-3.74(f_a/F_y)]$

$\rightarrow \frac{24}{1.24} \le 5365/\sqrt{2400}[(1-3.74\ (\frac{164.19}{2400})]$

$\therefore\ 19.35 \le 147.16$ ✓ $O.K.$

$b_f/2t_f \le 545/\sqrt{F_y} \rightarrow \frac{35}{2\times1} \le \frac{545}{\sqrt{2400}} \rightarrow 17.5 \le 11.12$ × فشرده نیست

$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \le 2.3$

$C_b = 1.75 + 1.05(\frac{13.33}{16.177}) + 0.3(\frac{13.33}{16.177})^2 \le 2.3 \rightarrow C_b = 2.3$

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

رابطه پیچشی :

$$F_b=(84\times10^4\ C_b)A_f/(L.d)\le 0.6F_y$$

$$F_b=(84\times10^4\times2.3)56.52/(310\times24)\le 0.6F_y$$

$$F_b=14676\le 1440\quad\times\quad\rightarrow\quad F_b=0.6F_y$$

رابطه ستونی :

$$\lambda_b=2685\sqrt{(C_b/F_y)}=83.11$$

$$\lambda_c=6000\sqrt{(C_b/F_y)}=185.74$$

$$\lambda=L\ /\ 1.2r_y=\left(\frac{310}{12.98}\right)=23.88\quad\rightarrow\ \lambda<\ \lambda_b$$

$$=>F_{bx}=0.6\,F_y=1440\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

تعیین ضریب تشدید اسمی :

$$If\quad f_a/F_a>0.15\quad\rightarrow\quad\delta=C_m/(1-f_a/F'_e)$$

$$\frac{164.19}{414}=0.39>0.15\ \rightarrow\ \delta_x=\frac{0.85}{1-\frac{164.19}{22060.59}}=0.86$$

شماره هر ستون در جدول ترکیب تنش ها در ذیل، مربوط به هر ترکیب بار در جدول قبلی می باشد، که البته تنها بحرانی ترین حالت بررسی شده است.

www.Prozhe.com

محاسبات

Combined stresses

Story : 2 **Column No. : D-4**

IF $f_a/F_a \geq 0.15$ then :

1) $(f_a/F_a) + (\delta_x f_{bx} / F_{bx}) + (\delta_y f_{by} / F_{by}) \leq 1$
2) $(f_a/0.6F_y) + (f_{bx} / F_{bx}) + (f_{by} / F_{by}) \leq 1$

$\delta_x = C_{mx} /(1 - f_a / F'_{ex})= 0.86$

$\delta_y = C_{my} /(1 - f_a / F'_{ey})=$

IF $f_a/F_a \leq 0.15$ then :

1) $(f_a/ F_a) + (\delta_x f_{bx}/ F_{bx}) + (f_{by}/F_{by}) \leq 1$

NO.	f_a	f_a/F_a	$f_a/0.6F_y$	f_{bx}	f_{bx}/F_{bx}	C_{mx}	δ_x	f_{by}	f_{by}/F_{by}	C_{my}	δ_y	eq. 1	eq. 2
1	164	0.39	0.11	1162	0.80	0.85	0.86	---	---	1	---	1.07	0.91
2													
3													
4													
5													

محاسبات

Member Location : **D-4**

Profile
2IPE240
2PL 230×8 (Flange)
2PL--- (web)

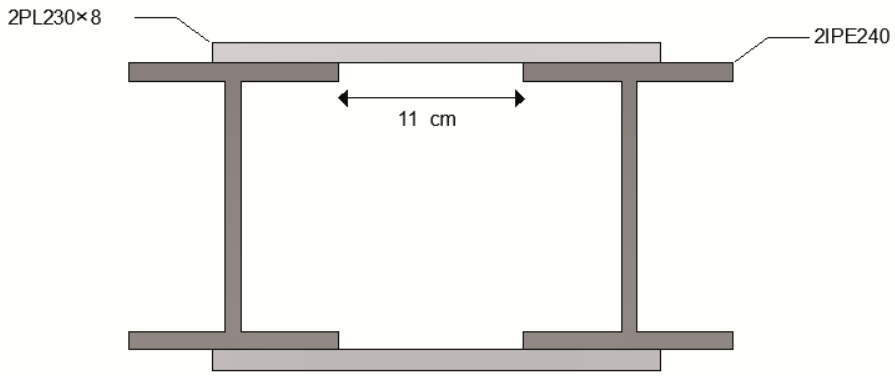
Story : **3**

Forces And Moments (ton , ton.m)					Member Properties (cm)	
Load Case	P	$(M_{top})_x$	$(M_{bot})_x$	$(M_{top})_y$	$(M_{bot})_y$	**X**	**Y**
$D + L$	11.42	1.81	4.93	0	0	L_x =310	L_y =310
$0.75(D + L + E_x)$	−0.87	−7.83	−5.11	0	0	G_b=1.15 G_t=0.91 K_x=0.78	G_b=33.14 G_t=26.43 K_y =4.95
$0.75(D + L - E_x)$	18	10.55	12.51	0	0	I_x =13440	I_y =10980
$0.75(D + L + E_y)$	8.56	1.35	3.69	0	0	S_x =1050	S_y =627.45
$0.75(D + L - E_y)$	8.56	1.35	3.69	0	0	r_x =10.81	r_y =9.77
Critilal Loading	**11.42**	**10.55**	**12.51**	0	0	A=115 cm^2	

$\left(\frac{kl}{r}\right)_x$ =22.36 $F'_{ex} = 21628.62\ ^{kg}/_{cm^2}$ $F_a = 427\ ^{kg}/_{cm^2}$ $F_{bx} = 0.6\ F_y$

$\left(\frac{kl}{r}\right)_y$ = 157 $F'_{ey} = 438.37\ ^{kg}/_{cm^2}$ F_{by} =

www.Prozhe.com



تعیین تنش مجاز خمشی :

$L_{bx} \leq min(635 b_f/\sqrt{f_y}\ ,\ A_f \times 14 \times 10^5/d \times F_y)$

$310\ cm \leq min(\frac{635\times35}{\sqrt{2400}}\ \text{و}\ \frac{41.92\times14\times100000}{24\times2400}) = 453.66\ cm$ × تکیه گاه جانبی ندارد

$f_a = \frac{P}{A} = \frac{11.42\times1000}{103.8} = 99.3\ {}^{kg}/_{cm^2}$

$f_a/F_y = \frac{99.3}{2400} = 0.04 \leq 0.16 \rightarrow d\ /\ t_w \leq 5365/\sqrt{F_y}[1 - 3.74(f_a/F_y)]$

$\rightarrow \frac{24}{1.24} \leq 5365/\sqrt{2400}[(1 - 3.74\ (\frac{99.3}{2400})]$

$\therefore\ 19.35 \leq 129.56$ ✓ $O.K.$

$b_f/2t_f \leq 545/\sqrt{F_y} \rightarrow \frac{35}{2\times1} \leq \frac{545}{\sqrt{2400}} \rightarrow 17.5 \leq 11.12$ × فشرده نیست

$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$

$C_b = 1.75 + 1.05(\frac{10.55}{12.51}) + 0.3(\frac{10.55}{12.51})^2 \leq 2.3 \rightarrow C_b = 2.3$

موضوع:

محاسبات

رابطه پیچشی :

$$F_b=(84\times10^4\ C_b)A_f/(L.d)\le 0.6F_y$$

$$F_b=(84\times10^4\times2.3)41.92/(310\times24)\le 0.6F_y$$

$$F_b=10885\le 1440 \quad \times \quad \rightarrow \quad F_b=0.6F_y$$

رابطه ستونی :

$$\lambda_b=2685\sqrt{(C_b/F_y)}=83.11$$

$$\lambda_c=6000\sqrt{(C_b/F_y)}=185.74$$

$$\lambda=L\ /\ 1.2r_y=\left(\frac{310}{11.72}\right)=26.45 \quad \rightarrow \ \lambda<\lambda_b$$

$$=>F_{bx}=0.6\,F_y=1440\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

تعیین ضریب تشدید اسمی :

$$If \quad f_a/F_a>0.15 \quad \rightarrow \quad \delta=C_m/(1-f_a/F'_e)$$

$$\frac{99.3}{427}=0.23>0.15 \ \rightarrow \ \delta_x=\frac{0.85}{1-\frac{99.3}{21628.62}}=0.85$$

شماره هر ستون در جدول ترکیب تنش ها در ذیل، مربوط به هر ترکیب بار در جدول قبلی می باشد، که البته تنها بحرانی ترین حالت بررسی شده است.

www.Prozhe.com

محاسبات

Combined stresses

Story : 3 **Column No. : D-4**

IF $f_a/F_a \geq 0.15$ then :

1) $(f_a/F_a) + (\delta_x f_{bx} / F_{bx}) + (\delta_y f_{by} / F_{by}) \leq 1$
2) $(f_a/0.6F_y) + (f_{bx} / F_{bx}) + (f_{by} / F_{by}) \leq 1$

$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a / F'_{ex}) = 0.86$

$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a / F'_{ey}) =$

IF $f_a/F_a \leq 0.15$ then :

1) $(f_a/F_a) + (\delta_x f_{bx}/F_{bx}) + (f_{by}/F_{by}) \leq 1$

NO.	f_a	f_a/F_a	$f_a/0.6F_y$	f_{bx}	f_{bx}/F_{bx}	C_{mx}	δ_x	f_{by}	f_{by}/F_{by}	C_{my}	δ_y	eq. 1	eq. 2
1	110	0.23	0.06	1191	0.82	0.85	0.85	---	---	1	---	0.92	0.88
2													
3													
4													
5													

Member Location : **D-4**

Profile
2IPE240
2PL 160×8 (Flange)
2PL--- (web)

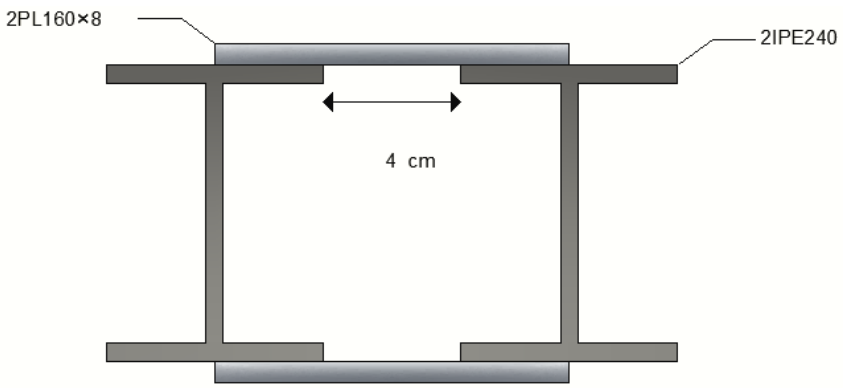
Story : **4**

Forces And Moments (ton , ton.m)						**Member Properties (cm)**	
Load Case	P	$(M_{top})_x$	$(M_{bot})_x$	$(M_{top})_y$	$(M_{bot})_y$	**X**	**Y**
$D + L$	6.92	0.25	3.37	0	0	L_x=310	L_y=310
$0.75(D + L + E_x)$	−1.22	−7.08	−4.22	0	0	G_b=0.91 G_t=6.47 K_x=0.83	G_b=17.52 G_t=20.69 K_y=4.02
$0.75(D + L - E_x)$	11.60	7.46	9.27	0	0	I_x= 11718	I_y=6255
$0.75(D + L + E_y)$	5.19	0.18	2.52	0	0	S_x =915.46	S_y =446.78
$0.75(D + L - E_y)$	5.19	0.18	2.52	0	0	r_x =10.62	r_y=7.76
Critilal Loading	**11.60**	**7.46**	**9.27**	0	0	A=103.8 cm^2	

$\left(\frac{kl}{r}\right)_x = 24.22$ $F'_{ex} = 18434.19\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $F_a = 409\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $F_{bx} = 0.6\ F_y$

$\left(\frac{kl}{r}\right)_y = 160.59$ $F'_{ey} = 419.31\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $F_{by} =$

محاسبات



تعیین تنش مجاز خمشی :

$L_{bx} \le min(635 b_f/\sqrt{f_y}$ و $A_f \times 14 \times 10^5/d \times F_y)$

$310\ cm \le min(\frac{635\times28}{\sqrt{2400}}$ و $\frac{36.32\times14\times100000}{24\times2400}) = 362.93\ cm$ × تکیه گاه جانبی ندارد

$f_a = \frac{P}{A} = \frac{11.6\times1000}{103.8} = 111.7\ {}^{kg}/_{cm^2}$

$f_a/F_y = \frac{111.7}{2400} = 0.046 \le 0.16 \rightarrow d / t_w \le 5365/\sqrt{F_y}[1 - 3.74(f_a/F_y)]$

$\rightarrow \frac{24}{1.24} \le 5365/\sqrt{2400}[(1 - 3.74\ (\frac{111.7}{2400})]$

$\therefore\ 19.35 \le 132.56$ ✓ $O.K.$

$b_f/2t_f \le 545/\sqrt{F_y} \rightarrow \frac{28}{2\times1} \le \frac{545}{\sqrt{2400}} \rightarrow 14 \le 11.12$ × فشرده نیست

$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \le 2.3$

$C_b = 1.75 + 1.05(\frac{7.46}{9.27}) + 0.3(\frac{7.46}{9.27})^2 \le 2.3 \rightarrow C_b = 2.3$

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

رابطه پیچشی :

$$F_b=(84\times10^4\ C_b)A_f/(L.d)\le 0.6F_y$$

$$F_b=(84\times10^4\times2.3)36.32/(310\times24)\le 0.6F_y$$

$$F_b=9431.48\le 1440 \quad \times \quad \rightarrow \quad F_b=0.6F_y$$

رابطه ستونی :

$$\lambda_b=2685\sqrt{(C_b/F_y)}=83.11$$

$$\lambda_c=6000\sqrt{(C_b/F_y)}=185.74$$

$$\lambda=L\ /\ 1.2r_y=\left(\frac{310}{9.312}\right)=33.29 \quad \rightarrow \lambda<\lambda_b$$

$$=>F_{bx}=0.6\,F_y=1440\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

تعیین ضریب تشدید اسمی :

$$If \quad f_a/F_a>0.15 \quad \rightarrow \quad \delta=C_m/(1-f_a/F'_e)$$

$$\frac{99.3}{409}=0.24>0.15 \ \rightarrow \ \delta_x=\frac{0.85}{1-\frac{99.3}{18434.19}}=0.85$$

شماره هر ستون در جدول ترکیب تنش ها در ذیل، مربوط به هر ترکیب بار در جدول قبلی می باشد، که البته تنها بحرانی ترین حالت بررسی شده است.

www.Prozhe.com

محاسبات

Combined stresses

Story : 4 **Column No. : D-4**

IF $f_a/F_a \geq 0.15$ then :

1) $(f_a/F_a) + (\delta_x f_{bx} / F_{bx}) + (\delta_y f_{by} / F_{by}) \leq 1$
2) $(f_a/0.6F_y) + (f_{bx} / F_{bx}) + (f_{by} / F_{by}) \leq 1$

$\delta_x = C_{mx} /(1 - f_a / F'_{ex}) = 0.86$

$\delta_y = C_{my} /(1 - f_a / F'_{ey}) =$

IF $f_a/F_a \leq 0.15$ then :

1) $(f_a/ F_a) + (\delta_x f_{bx}/ F_{bx}) + (f_{by}/F_{by}) \leq 1$

NO.	f_a	f_a/F_a	$f_a/0.6F_y$	f_{bx}	f_{bx}/F_{bx}	C_{mx}	δ_x	f_{by}	f_{by}/F_{by}	C_{my}	δ_y	eq. 1	eq. 2
1	99.3	0.24	0.06	1267	0.87	0.85	0.85	---	---	1	---	0.97	0.93
2													
3													
4													
5													

Member Location : **D-4**

Profile
2IPE240
2PL ---×--- (Flange)
2PL--- (web)

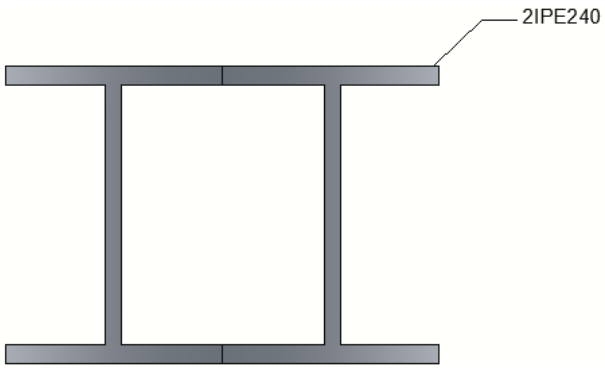
Story : **5**

Forces And Moments (ton , ton.m)						Member Properties (cm)	
Load Case	P	$(M_{top})_x$	$(M_{bot})_x$	$(M_{top})_y$	$(M_{bot})_y$	**X**	**Y**
$D+L$	2.42	0.49	1.81	0	0	L_x =310 G_b=0.71 G_t=2.58 K_x =0.8 I_x =7780 S_x =648 r_x =9.97	L_y =310 G_b=13.57 G_t=8.23 K_y =3.05 I_y =3383.2 S_y =281.93 r_y =6.57
$0.75(D+L+E_x)$	−0.44	−3.58	−2.55	0	0		
$0.75(D+L-E_x)$	4.07	4.32	5.26	0	0		
$0.75(D+L+E_y)$	1.81	0.36	1.35	0	0		
$0.75(D+L-E_y)$	1.81	0.36	1.35	0	0		
Critilal Loading	**4.07**	**4.32**	**5.26**	0	0	A=78.2 cm^2	

$(\frac{kl}{r})_x = 24.87$ $F'_{ex} = 17483.19\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $F_a = 507\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $F_{bx} = 0.6F_y$

$(\frac{kl}{r})_y = 143.91$ $F'_{ey} = 522.14\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $F_{by} =$

www.Prozhe.com



تعیین تنش مجاز خمشی :

$L_{bx} \leq min(635b_f/\sqrt{f_y}\ ,\ A_f \times 14 \times 10^5/d \times F_y)$

$310\ cm \leq min(\frac{635\times24}{\sqrt{2400}}\ \text{و}\ \frac{23.52\times14\times100000}{24\times2400}) = 311.08\ cm$ × تکیه گاه جانبی ندارد

$f_a = \frac{P}{A} = \frac{4.07\times1000}{78.2} = 52.04\ {}^{kg}/_{cm^2}$

$f_a/F_y = \frac{52.04}{2400} = 0.021 \leq 0.16 \rightarrow d\ /\ t_w \leq 5365/\sqrt{F_y}[1-3.74(f_a/F_y)]$

$\rightarrow \frac{24}{1.24} \leq 5365/\sqrt{2400}[(1-3.74\ (\frac{52.04}{2400})]$

$\therefore\ 19.35 \leq 119.17$ ✓ $O.K.$

$b_f/2t_f \leq 545/\sqrt{F_y} \rightarrow \frac{24}{2\times1} \leq \frac{545}{\sqrt{2400}} \rightarrow 12 \leq 11.12$ × فشرده نیست

$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$

$C_b = 1.75 + 1.05(\frac{4.32}{5.26}) + 0.3(\frac{4.32}{5.26})^2 \leq 2.3 \rightarrow C_b = 2.3$

موضوع:

محاسبات

رابطه پیچشی :

$$F_b=(84\times10^4\ C_b)A_f/(L.d)\le 0.6F_y$$

$$F_b=(84\times10^4\times2.3)23.52/(310\times24)\le 0.6F_y$$

$$F_b=6107\le 1440\quad\times\quad\rightarrow\quad F_b=0.6F_y$$

رابطه ستونی :

$$\lambda_b=2685\sqrt{(C_b/F_y)}=83.11$$

$$\lambda_c=6000\sqrt{(C_b/F_y)}=185.74$$

$$\lambda=L\ /\ 1.2r_y=\left(\frac{310}{7.88}\right)=39.34\quad\rightarrow\ \lambda<\ \lambda_b$$

$$=>F_{bx}=0.6\,F_y=1440\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

تعیین ضریب تشدید اسمی :

$$If\quad f_a/F_a>0.15\quad\rightarrow\quad\delta=C_m/(1-f_a/F'_e)$$

$$\frac{52.04}{507}=0.1<0.15\ \rightarrow\ \delta_x=0$$

شماره هر ستون در جدول ترکیب تنش ها در ذیل، مربوط به هر ترکیب بار در جدول قبلی می باشد، که البته تنها بحرانی ترین حالت بررسی شده است.

www.Prozhe.com

محاسبات

Combined stresses

Story : 5 **Column No. : D-4**

IF $f_a/F_a \geq 0.15$ then :

1) $(f_a/F_a) + (\delta_x f_{bx} / F_{bx}) + (\delta_y f_{by} / F_{by}) \leq 1$
2) $(f_a/0.6F_y) + (f_{bx} / F_{bx}) + (f_{by} / F_{by}) \leq 1$

$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a / F'_{ex}) = 0.86$

$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a / F'_{ey}) =$

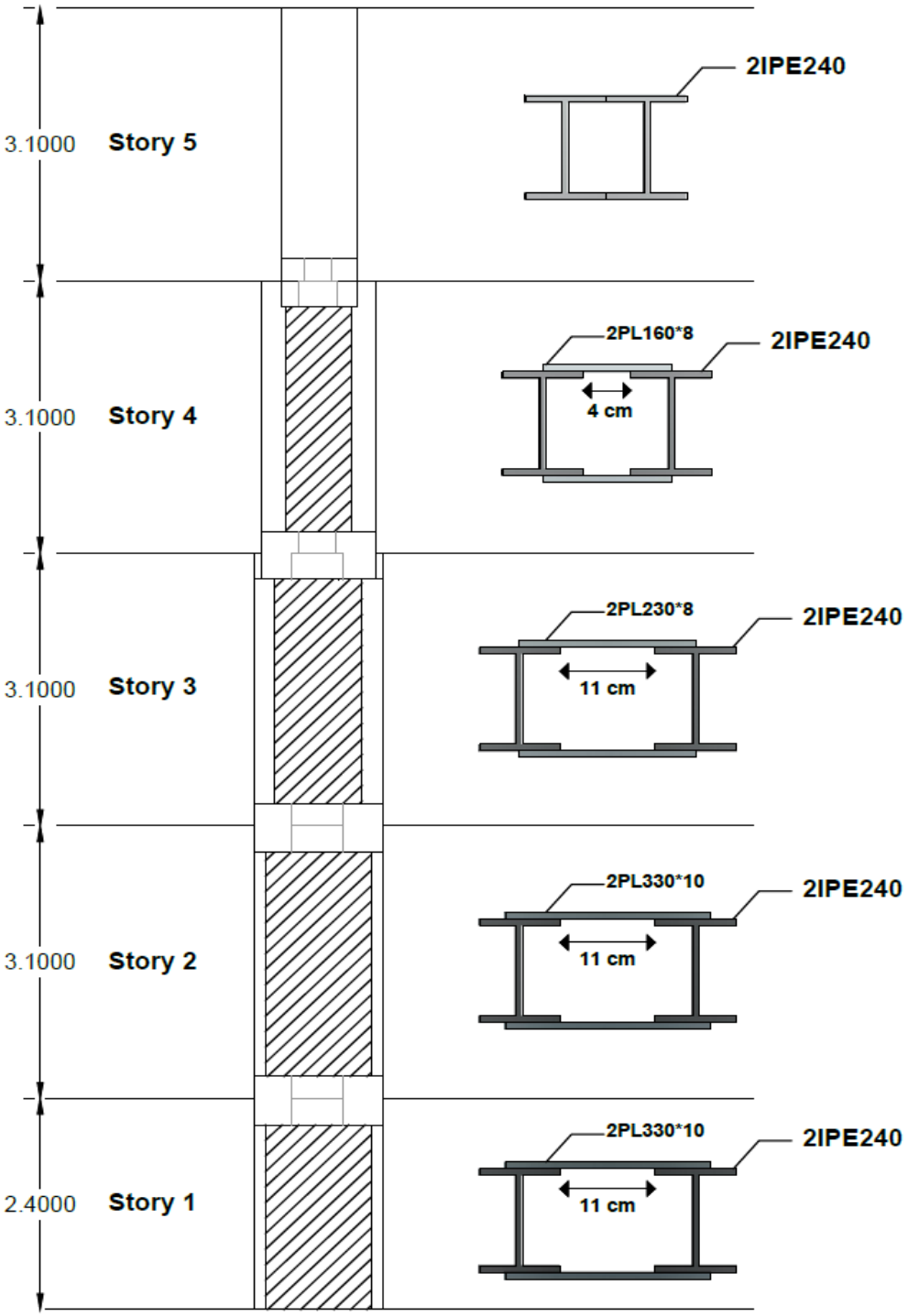
IF $f_a/F_a \leq 0.15$ then :

1) $(f_a/ F_a) + (\delta_x f_{bx}/ F_{bx}) + (f_{by}/F_{by}) \leq 1$

NO.	f_a	f_a/F_a	$f_a/0.6F_y$	f_{bx}	f_{bx}/F_{bx}	C_{mx}	δ_x	f_{by}	f_{by}/F_{by}	C_{my}	δ_y	eq. 1	eq. 2
1	52	0.10	0.03	811.7	0.56	0.85	0	---	---	1	---	0.66	0.59
2													
3													
4													
5													

موضوع:

محاسبات



www.Prozhe.com

Member Location : **A-4**

Profile
Box
4PL 350×15

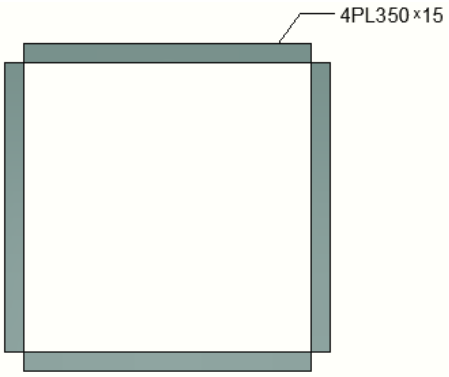
Story : **1**

Forces And Moments (ton , ton.m)						Member Properties (cm)	
Load Case	P	$(M_{top})_x$	$(M_{bot})_x$	$(M_{top})_y$	$(M_{bot})_y$	**X**	**Y**
$D + L$	19.98	4.9	6.46	0	0	L_x =240	L_y =240
$0.75(D + L + E_x)$	2.31	−3.2	11.51	0	0	G_b=1 G_t=3.75 K_x =0.84	G_b=1 G_t=9.01 K_y =1.88
$0.75(D + L - E_x)$	27.66	10.55	−1.82	0	0	I_x = 45710	I_y =45710
$0.75(D + L + E_y)$	220.33	3.675	4.845	0	0	S_x =2504 r_x =14.75	S_y =2504 r_y =14.75
$0.75(D + L - E_y)$	−190.3	3.675	4.845	0	0		
Critilal Loading	**220.33**	**10.55**	**11.51**	0	0	A=210 cm^2	

$(\frac{kl}{r})_x$ =13.66 $\quad F'_{ex}$ =57952.34 $^{kg}/_{cm^2}$ $\quad F_a$ = 1330 $^{kg}/_{cm^2}$ $\quad F_{bx}$ =0.6 F_y

$(\frac{kl}{r})_y$ = 30.58 $\quad F'_{ey}$ = 11563.71 $^{kg}/_{cm^2}$ $\quad F_{by}$ =

www.Prozhe.com



تعیین تنش مجاز خمشی :

$L_{bx} \leq min(635 b_f/\sqrt{f_y}\ ,\ A_f \times 14 \times 10^5/d \times F_y)$

$240\ cm \leq min(\frac{635\times35}{\sqrt{2400}}\ \text{و}\ \frac{52.5\times14\times100000}{38\times2400}) = 453\ cm$ × تکیه گاه جانبی ندارد

$f_a = \frac{P}{A} = \frac{220.33\times1000}{210} = 1049\ {}^{kg}/_{cm^2}$

$f_a/F_y = \frac{1049}{2400} = 0.43 \geq 0.16 \rightarrow d\ /\ t_w \leq 2155/\sqrt{F_y}$

$\rightarrow \frac{38}{3} \leq 2155/\sqrt{2400}$

$\therefore\ 12.66 \leq 43.98$ ✓ $O.K.$

$b_f/2t_f \leq 545/\sqrt{F_y} \rightarrow \frac{35}{2\times1.5} \leq \frac{545}{\sqrt{2400}} \rightarrow 11.66 \leq 11.12$ × فشرده نیست

$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$

$C_b = 1.75 + 1.05(\frac{10.55}{11.51}) + 0.3(\frac{10.55}{11.51})^2 \leq 2.3 \rightarrow C_b = 2.3$

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

رابطه پیچشی :

$F_b=(84\times10^4\ C_b)A_f/(L.d)\le0.6F_y$

$F_b=(84\times10^4\times2.3)52.5/(240\times38)\le0.6F_y$

$F_b=11121\le1440\quad\times\quad\rightarrow\quad F_b=0.6F_y$

رابطه ستونی :

$\lambda_b=2685\sqrt{(C_b/F_y)}=83.11$

$\lambda_c=6000\sqrt{(C_b/F_y)}=185.74$

$\lambda=L\ /\ 1.2r_y=\left(\frac{240}{17.7}\right)=13.55\quad\rightarrow\ \lambda<\ \lambda_b$

$=>F_{bx}=0.6\ F_y=1440\ {}^{kg}/_{cm^2}$

تعیین ضریب تشدید اسمی :

$If\quad f_a/F_a>0.15\quad\rightarrow\quad\delta=C_m/(1-f_a/F'_e)$

$$\frac{1049}{1330}=0.78>0.15\ \rightarrow\ \delta_x=\frac{0.85}{1-\frac{1049}{57952.34}}=0.86$$

شماره هر ستون در جدول ترکیب تنش ها در ذیل، مربوط به هر ترکیب بار در جدول قبلی می باشد، که البته تنها بحرانی ترین حالت بررسی شده است.

www.Prozhe.com

محاسبات

Combined stresses

Story : 1 **Column No. : A-4**

IF $f_a/F_a \geq 0.15$ then :

1) $(f_a/F_a) + (\delta_x f_{bx} / F_{bx}) + (\delta_y f_{by} / F_{by}) \leq 1$
2) $(f_a/0.6F_y) + (f_{bx} / F_{bx}) + (f_{by} / F_{by}) \leq 1$

$\delta_x = C_{mx} /(1 - f_a / F'_{ex}) = 0.86$

$\delta_y = C_{my} /(1 - f_a / F'_{ey}) =$

IF $f_a/F_a \leq 0.15$ then :

1) $(f_a/ F_a) + (\delta_x f_{bx}/ F_{bx}) + (f_{by}/F_{by}) \leq 1$

NO.	f_a	f_a/F_a	$f_a/0.6F_y$	f_{bx}	f_{bx}/F_{bx}	C_{mx}	δ_x	f_{by}	f_{by}/F_{by}	C_{my}	δ_y	eq. 1	eq. 2
1	1049	0.78	0.72	459.6	0.31	0.85	0.86	---	---	1	---	1.04	1.03
2													
3													
4													
5													

Member Location : **A-4**

Profile
Box
4PL 350×15

Story : **2**

Forces And Moments (ton , ton.m)						Member Properties (cm)	
Load Case	P	$(M_{top})_x$	$(M_{bot})_x$	$(M_{top})_y$	$(M_{bot})_y$	**X**	**Y**
$D + L$	15.89	3.34	6.46	0	0	L_x =310	L_y =310
$0.75(D + L + E_x)$	−.011	−4.44	−2.09	0	0	G_b=3.75 G_t=2.49 K_x =0.89	G_b=7.87 G_t=5.99 K_y =2.54
$0.75(D + L - E_x)$	23.95	9.45	11.78	0	0	I_x = 45710	I_y =45710
$0.75(D + L + E_y)$	159.66	2.505	4.845	0	0	S_x =2504 r_x =14.75	S_y =2504 r_y =14.75
$0.75(D + L - E_y)$	−135	2.505	4.845	0	0		
Critilal Loading	**159.6**	**9.45**	**11.78**	0	0	A=210 cm^2	

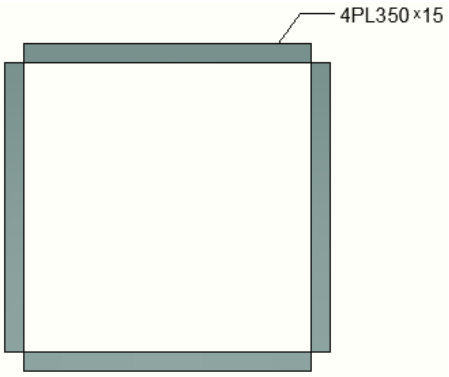
$(\frac{kl}{r})_x$ =18.7 $\quad F'_{ex}$ = 30923.54 $^{kg}/_{cm^2}$ $\quad F_a$ = 1207 $^{kg}/_{cm^2}$ $\quad F_{bx}$ =0.6 F_y

$(\frac{kl}{r})_y$ = 53.38 $\quad F'_{ey}$ = 3795.03 $^{kg}/_{cm^2}$ $\quad F_{by}$ =

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات



تعیین تنش مجاز خمشی :

$L_{bx} \leq min(635b_f/\sqrt{f_y}\ ,\ A_f \times 14 \times 10^5/d \times F_y)$

$310\ cm \leq min(\frac{635\times35}{\sqrt{2400}}\ \text{و}\ \frac{52.5\times14\times100000}{38\times2400}) = 453\ cm$ × تکیه گاه جانبی ندارد

$f_a = \frac{P}{A} = \frac{159.6\times1000}{210} = 760\ {}^{kg}/_{cm^2}$

$f_a/F_y = \frac{760}{2400} = 0.31 \geq 0.16 \rightarrow d\ /\ t_w \leq 2155/\sqrt{F_y}$

$\rightarrow \frac{38}{3} \leq 2155/\sqrt{2400}$

$\therefore\ 12.66 \leq 43.98$ ✓ $O.K.$

$b_f/2t_f \leq 545/\sqrt{F_y} \rightarrow \frac{35}{2\times1.5} \leq \frac{545}{\sqrt{2400}} \rightarrow 11.66 \leq 11.12$ × فشرده نیست

$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$

$C_b = 1.75 + 1.05(\frac{9.45}{11.78}) + 0.3(\frac{9.45}{11.78})^2 \leq 2.3 \rightarrow C_b = 2.3$

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

رابطه پیچشی :

$$F_b=(84\times10^4\ C_b)A_f/(L.d)\le 0.6F_y$$

$$F_b=(84\times10^4\times2.3)52.5/(310\times38)\le 0.6F_y$$

$$F_b=8610\le 1440\quad\times\quad\rightarrow\quad F_b=0.6F_y$$

رابطه ستونی :

$$\lambda_b=2685\sqrt{(C_b/F_y)}=83.11$$

$$\lambda_c=6000\sqrt{(C_b/F_y)}=185.74$$

$$\lambda=L\ /\ 1.2r_y=\left(\frac{310}{17.7}\right)=17.51\quad\rightarrow\ \lambda<\ \lambda_b$$

$$=>F_{bx}=0.6\,F_y=1440\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

تعیین ضریب تشدید اسمی :

$$If\quad f_a/F_a>0.15\quad\rightarrow\quad\delta=C_m/(1-f_a/F'_e)$$

$$\frac{760}{1207}=0.62>0.15\ \rightarrow\ \delta_x=\frac{0.85}{1-\frac{760}{30923.54}}=0.87$$

شماره هر ستون در جدول ترکیب تنش ها در ذیل، مربوط به هر ترکیب بار در جدول قبلی می باشد، که البته تنها بحرانی ترین حالت بررسی شده است.

www.Prozhe.com

محاسبات

Combined stresses

Story : 2 **Column No. : A-4**

IF $f_a/F_a \geq 0.15$ then :

1) $(f_a/F_a) + (\delta_x f_{bx} / F_{bx}) + (\delta_y f_{by} / F_{by}) \leq 1$
2) $(f_a/0.6F_y) + (f_{bx} / F_{bx}) + (f_{by} / F_{by}) \leq 1$

$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a / F'_{ex}) = 0.86$

$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a / F'_{ey}) =$

IF $f_a/F_a \leq 0.15$ then :

1) $(f_a/F_a) + (\delta_x f_{bx}/F_{bx}) + (f_{by}/F_{by}) \leq 1$

NO.	f_a	f_a/F_a	$f_a/0.6F_y$	f_{bx}	f_{bx}/F_{bx}	C_{mx}	δ_x	f_{by}	f_{by}/F_{by}	C_{my}	δ_y	eq. 1	eq. 2
1	760	0.62	0.52	470	0.32	0.85	0.87	---	---	1	---	0.89	0.84
2													
3													
4													
5													

Member Location : **A-4**

Profile
Box
2PL 300×10

Story : **3**

Forces And Moments (ton , ton.m)						Member Properties (cm)	
Load Case	P	$(M_{top})_x$	$(M_{bot})_x$	$(M_{top})_y$	$(M_{bot})_y$	**X**	**Y**
$D+L$	10.89	1.78	4.9	0	0	L_x =310 G_b=2.49 G_t=1.71 K_x =0.85 I_x =23945 S_x =1496 r_x =14.12	L_y =310 G_b=5.99 G_t=4.12 K_y =2.28 I_y =23945 S_y =1496 r_y =14.12
$0.75(D+L+E_x)$	−1.62	−4.65	−2.31	0	0		
$0.75(D+L-E_x)$	17.96	7.32	9.66	0	0		
$0.75(D+L+E_y)$	97.117	1.33	3.67	0	0		
$0.75(D+L-E_y)$	−80.7	1.33	3.67	0	0		
Critilal Loading	**97.117**	**7.32**	**9.66**	0	0	A=120 cm^2	

$(\frac{kl}{r})_x$ =18.66 F'_{ex} = 31056.26 $^{kg}/_{cm^2}$ F_a = 1228 $^{kg}/_{cm^2}$ $F_{bx} = 0.6F_y$

$(\frac{kl}{r})_y$ = 50.05 F'_{ey} = 4316.82 $^{kg}/_{cm^2}$ F_{by} =

www.Prozhe.com

تعیین تنش مجاز خمشی :

$L_{bx} \leq min(635b_f/\sqrt{f_y}$ و $A_f \times 14 \times 10^5/d \times F_y)$

$310\ cm \leq min(\frac{635\times30}{\sqrt{2400}}$ و $\frac{30\times14\times100000}{32\times2400}) = 388\ cm$ × تکیه گاه جانبی ندارد

$f_a = \frac{P}{A} = \frac{97.117\times1000}{120} = 809\ {}^{kg}/_{cm^2}$

$f_a/F_y = \frac{809}{2400} = 0.33 \geq 0.16 \rightarrow d / t_w \leq 2155/\sqrt{F_y}$

$$\rightarrow \frac{32}{2} \leq 2155/\sqrt{2400}$$

$$\therefore 16 \leq 43.98 \quad \checkmark O.K.$$

$b_f/2t_f \leq 545/\sqrt{F_y} \rightarrow \frac{30}{2\times1} \leq \frac{545}{\sqrt{2400}} \rightarrow 15 \leq 11.12$ × فشرده نیست

$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$

$C_b = 1.75 + 1.05(\frac{7.32}{9.66}) + 0.3(\frac{7.32}{9.66})^2 \leq 2.3 \rightarrow C_b = 2.3$

رابطه پیچشی :

$F_b = (84 \times 10^4\ C_b)A_f/(L.d) \leq 0.6F_y$

$F_b = (84 \times 10^4 \times 2.3)30/(310 \times 32) \leq 0.6F_y$

$F_b = 2540.32 \leq 1440$ × $\rightarrow F_b = 0.6F_y$

رابطه ستونی :

$\lambda_b = 2685\sqrt{(C_b/F_y)} = 83.11$

$\lambda_c = 6000\sqrt{(C_b/F_y)} = 185.74$

$\lambda = L / 1.2r_y = \left(\frac{310}{16.94}\right) = 18.29 \quad \rightarrow \lambda < \lambda_b$

$=> F_{bx} = 0.6\, F_y = 1440\ {}^{kg}/_{cm^2}$

تعیین ضریب تشدید اسمی :

$If \quad f_a/F_a > 0.15 \quad \rightarrow \quad \delta = C_m/(1 - f_a/F'_e)$

$$\frac{809}{1228} = 0.65 > 0.15 \ \rightarrow \ \delta_x = \frac{0.85}{1-\frac{809}{31056.26}} = 0.87$$

شماره هر ستون در جدول ترکیب تنش ها در ذیل، مربوط به هر ترکیب بار در جدول قبلی می باشد، که البته تنها بحرانی ترین حالت بررسی شده است.

www.Prozhe.com

محاسبات

Combined stresses

Story : 3 **Column No. : A-4**

IF $f_a/F_a \geq 0.15$ then :

1) $(f_a/F_a) + (\delta_x f_{bx} / F_{bx}) + (\delta_y f_{by} / F_{by}) \leq 1$
2) $(f_a/0.6F_y) + (f_{bx} / F_{bx}) + (f_{by} / F_{by}) \leq 1$

$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a / F'_{ex}) = 0.87$

$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a / F'_{ey}) =$

IF $f_a/F_a \leq 0.15$ then :

1) $(f_a/F_a) + (\delta_x f_{bx}/F_{bx}) + (f_{by}/F_{by}) \leq 1$

NO.	f_a	f_a/F_a	$f_a/0.6F_y$	f_{bx}	f_{bx}/F_{bx}	C_{mx}	δ_x	f_{by}	f_{by}/F_{by}	C_{my}	δ_y	eq. 1	eq. 2
1	809	0.65	0.56	645	0.44	0.85	0.87	---	---	1	---	1.03	1.0
2													
3													
4													
5													

Member Location : **A-4**

Profile
Box
2PL 300×10

Story : **4**

Forces And Moments (ton , ton.m)					**Member Properties (cm)**	
Load Case	P	$(M_{top})_x$	$(M_{bot})_x$	$(M_{top})_y$	$(M_{bot})_y$	**X**	**Y**
$D + L$	6.48	0.22	3.34	0	0	L_x=310	L_y=310
$0.75(D + L + E_x)$	−1.62	−4.36	−2.02	0	0	G_b=1.71 G_t=1.06 K_x=0.81	G_b=50.32 G_t=31.2 K_y=5.65
$0.75(D + L - E_x)$	11.34	4.69	7.03	0	0	I_x=23945	I_y=23945
$0.75(D + L + E_y)$	46.50	0.16	2.50	0	0	S_x=1496	S_y=1496
$0.75(D + L - E_y)$	−36.78	0.16	2.50	0	0	r_x=14.12	r_y=14.12
Critilal Loading	**46.50**	**4. 69**	**7. 03**	0	0	A=120 cm^2	

$\left(\frac{kl}{r}\right)_x = 17.78$ $F'_{ex} = 34206.52\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $F_a = 667\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $F_{bx} = 0.6F_y$

$\left(\frac{kl}{r}\right)_y = 124$ $F'_{ey} = 703.28\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $F_{by} =$

www.Prozhe.com

تعیین تنش مجاز خمشی :

$L_{bx} \leq min(635b_f/\sqrt{f_y}\ ,\ A_f \times 14 \times 10^5/d \times F_y)$

$310\ cm \leq min(\frac{635\times30}{\sqrt{2400}}\ ,\ \frac{30\times14\times100000}{32\times2400}) = 388\ cm$ × تکیه گاه جانبی ندارد

$f_a = \frac{P}{A} = \frac{46.50\times1000}{120} = 387.5\ {}^{kg}/_{cm^2}$

$f_a/F_y = \frac{387.5}{2400} = 0.16 \geq 0.16 \rightarrow\ d\ /\ t_w \leq 2155/\sqrt{F_y}$

$$\rightarrow\ \frac{32}{2} \leq 2155/\sqrt{2400}$$

$$\therefore\ 16 \leq 43.98\quad \checkmark\ O.K.$$

$b_f/2t_f \leq 545/\sqrt{F_y} \rightarrow \frac{30}{2\times1} \leq \frac{545}{\sqrt{2400}} \rightarrow 15 \leq 11.12$ × فشرده نیست

$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$

$C_b = 1.75 + 1.05(\frac{4.69}{7.03}) + 0.3(\frac{4.69}{7.03})^2 \leq 2.3 \rightarrow C_b = 2.3$

رابطه پیچشی :

$F_b = (84 \times 10^4\ C_b)A_f/(L.d) \leq 0.6F_y$

$F_b = (84 \times 10^4 \times 2.3)30/(310 \times 32) \leq 0.6F_y$

$F_b = 2540.32 \leq 1440$ × $\rightarrow F_b = 0.6F_y$

موضوع:

محاسبات

رابطه ستونی :

$\lambda_b = 2685\sqrt{(C_b/F_y)} = 83.11$

$\lambda_c = 6000\sqrt{(C_b/F_y)} = 185.74$

$\lambda = L / 1.2r_y = \left(\frac{310}{16.94}\right) = 18.29 \quad \rightarrow \lambda < \lambda_b$

$=> F_{bx} = 0.6\, F_y = 1440\ {}^{kg}/_{cm^2}$

تعیین ضریب تشدید اسمی :

$If \quad f_a/F_a > 0.15 \quad \rightarrow \quad \delta = C_m/(1 - f_a/F'_e)$

$$\frac{387.5}{667} = 0.58 > 0.15 \ \rightarrow \ \delta_x = \frac{0.85}{1-\frac{387.5}{34206.52}} = 0.85$$

شماره هر ستون در جدول ترکیب تنش ها در ذیل، مربوط به هر ترکیب بار در جدول قبلی می باشد، که البته تنها بحرانی ترین حالت بررسی شده است.

www.Prozhe.com

محاسبات

Combined stresses

Story : 4 **Column No. : A-4**

IF $f_a/F_a \geq 0.15$ then :

1) $(f_a/F_a) + (\delta_x f_{bx} / F_{bx}) + (\delta_y f_{by} / F_{by}) \leq 1$
2) $(f_a/0.6F_y) + (f_{bx} / F_{bx}) + (f_{by} / F_{by}) \leq 1$

$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a / F'_{ex}) = 0.85$

$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a / F'_{ey}) =$

IF $f_a/F_a \leq 0.15$ then :

1) $(f_a/F_a) + (\delta_x f_{bx}/F_{bx}) + (f_{by}/F_{by}) \leq 1$

NO.	f_a	f_a/F_a	$f_a/0.6F_y$	f_{bx}	f_{bx}/F_{bx}	C_{mx}	δ_x	f_{by}	f_{by}/F_{by}	C_{my}	δ_y	eq. 1	eq. 2
1	387.5	0.58	0.26	469.9	0.32	0.85	0.85	---	---	1	---	0.85	0.58
2													
3													
4													
5													

Member Location : **A-4**

Profile
Box
2PL 200×10

Story : **5**

Forces And Moments (ton , ton.m)						Member Properties (cm)	
Load Case	P	$(M_{top})_x$	$(M_{bot})_x$	$(M_{top})_y$	$(M_{bot})_y$	**X**	**Y**
$D + L$	1.98	0.47	1.78	0	0	L_x =310 G_b=1.06 G_t=0.2 K_x =0.68 I_x =5746 S_x =522.46 r_x =8.47	L_y =310 G_b=47.39 G_t=9.17 K_y =3.8 I_y =5746 S_y =522.46 r_y =8.47
$0.75(D + L + E_x)$	−0.78	−2.08	−1.10	0	0		
$0.75(D + L - E_x)$	3.75	2.79	3.77	0	0		
$0.75(D + L + E_y)$	12.21	0.35	1.33	0	0		
$0.75(D + L - E_y)$	−9.24	0.35	1.33	0	0		
Critilal Loading	**12. 21**	**2. 79**	**3. 77**	0	0	A=80 cm^2	

$(\frac{kl}{r})_x = 24.88$ $F'_{ex} = 17469.14\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $F_a = 545\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $F_{bx} = 0.66F_y$

$(\frac{kl}{r})_y = 139$ $F'_{ey} = 559.68\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $F_{by} =$

www.Prozhe.com

تعیین تنش مجاز خمشی :

$L_{bx} \leq min(635b_f/\sqrt{f_y}$ و $A_f \times 14 \times 10^5/d \times F_y)$

$310\ cm \leq min(\frac{635\times20}{\sqrt{2400}}$ و $\frac{20\times14\times100000}{22\times2400}) = 259\ cm$ ✓ اتکای جانبی دارد

$f_a = \frac{P}{A} = \frac{12.21\times1000}{80} = 152.6\ {}^{kg}/_{cm^2}$

$f_a/F_y = \frac{152.6}{2400} = 0.06 \leq 0.16 \rightarrow d\ /\ t_w \leq 5365/\sqrt{F_y}[1 - 3.74(f_a/F_y)]$

$\rightarrow \frac{22}{2} \leq 5365/\sqrt{2400}[(1 - 3.74\ (\frac{152.6}{2400})]$

$\therefore\ 11 \leq 83.47$ ✓ $O.K.$

$b_f/2t_f \leq 545/\sqrt{F_y} \rightarrow \frac{20}{2\times1} \leq \frac{545}{\sqrt{2400}} \rightarrow 10 \leq 11.12$ ✓ فشرده است

$=> F_{bx} = 0.66\ F_y = 1584\ {}^{kg}/_{cm^2}$

تعیین ضریب تشدید اسمی :

$If \quad f_a/F_a > 0.15 \rightarrow \delta = C_m/(1 - f_a/F'_e)$

$\frac{152.6}{741} = 0.58 > 0.15 \rightarrow \delta_x = \frac{0.85}{1-\frac{152.6}{17469.14}} = 0.85$

شماره هر ستون در جدول ترکیب تنش ها در ذیل، مربوط به هر ترکیب بار در جدول قبلی می باشد، که البته تنها بحرانی ترین حالت بررسی شده است.

محاسبات

Combined stresses

Story : 5 **Column No. : A-4**

IF $f_a/F_a \geq 0.15$ then :

1) $(f_a/F_a) + (\delta_x f_{bx} / F_{bx}) + (\delta_y f_{by} / F_{by}) \leq 1$
2) $(f_a/0.6F_y) + (f_{bx} / F_{bx}) + (f_{by} / F_{by}) \leq 1$

$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a / F'_{ex}) = 0.85$

$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a / F'_{ey}) =$

IF $f_a/F_a \leq 0.15$ then :

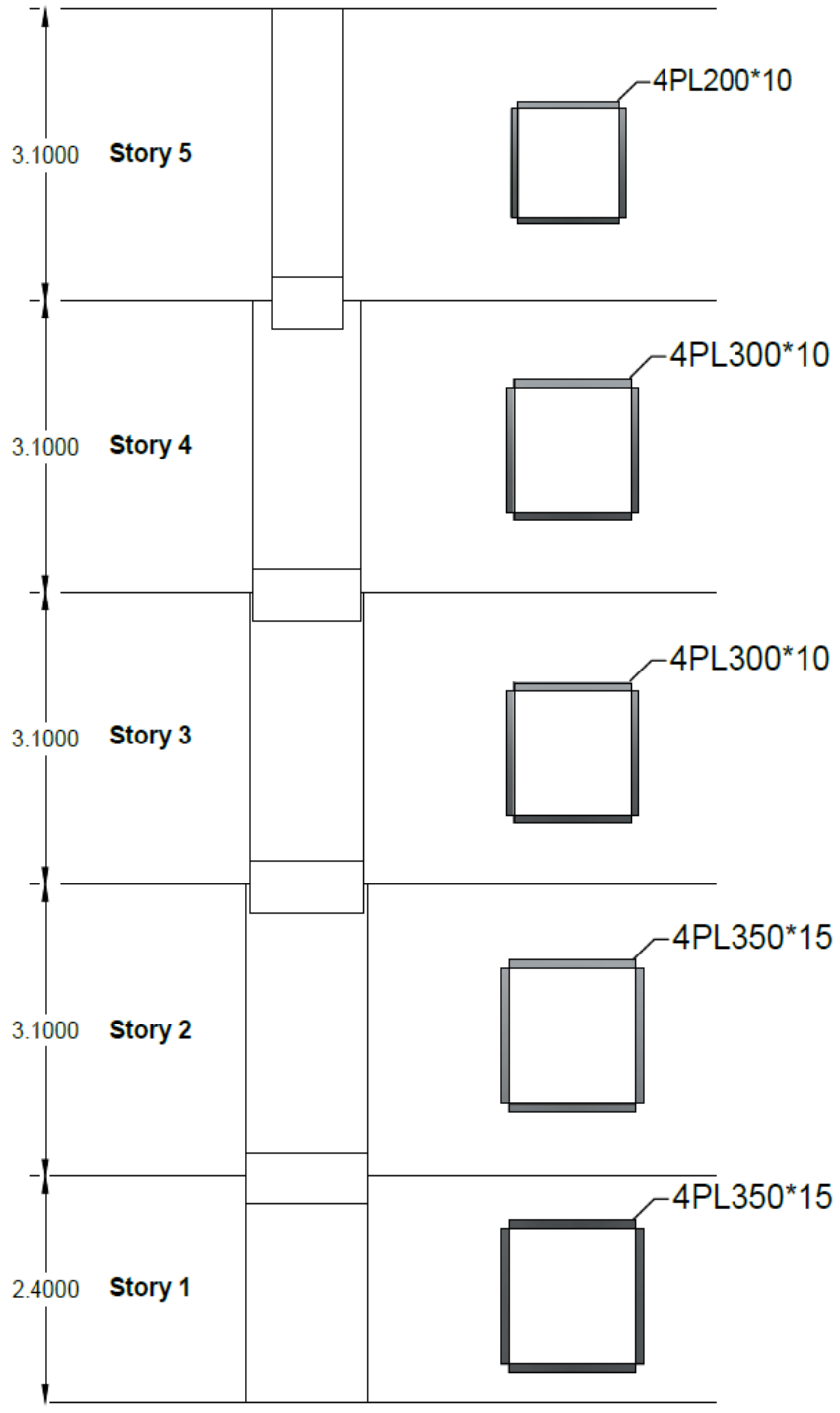
1) $(f_a/F_a) + (\delta_x f_{bx}/F_{bx}) + (f_{by}/F_{by}) \leq 1$

NO.	f_a	f_a/F_a	$f_a/0.6F_y$	f_{bx}	f_{bx}/F_{bx}	C_{mx}	δ_x	f_{by}	f_{by}/F_{by}	C_{my}	δ_y	eq. 1	eq. 2
1	152.6	0.28	0.10	722	0.45	0.85	0.85	---	---	1	---	0.66	0.55
2													
3													
4													
5													

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات



www.Prozhe.com

محاسبات

Member Location : **C-4**

Profile
2IPE240
2PL330 ×10 (Flang)
(Web)

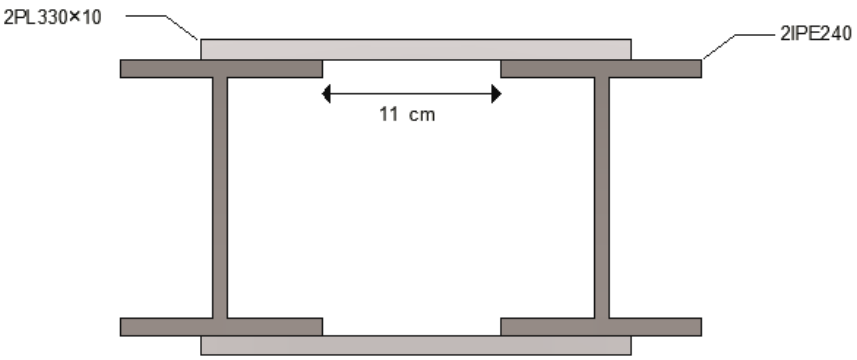
Story : **1**

Forces And Moments (ton , ton.m)					Member Properties (cm)	
Load Case	P	$(M_{top})_x$	$(M_{bot})_x$	$(M_{top})_y$	$(M_{bot})_y$	**X**	**Y**
$D + L$	25.45	-1.71	0.03	0	0	L_x=240 G_b=1.0 G_t=0.74 K_x=0.75 I_x= 18098 S_x=1392.1 r_x=11.2	L_y =240 G_b=1.0 G_t=3.57 K_y =1.61 I_y=16899 S_y =965.68 r_y=10.82
$0.75(D + L + E_x)$	19.07	-18.85	-17.54	0	0		
$0.75(D + L - E_x)$	19.10	16.28	17.59	0	0		
$0.75(D + L + E_y)$	19.08	1.28	0.02	0	0		
$0.75(D + L - E_y)$	19.08	1.28	0.02	0	0		
Critilal Loading	**25.45**	**-18.85**	**17.59**	0	0	A= 144.2 cm^2	

$\left(\frac{kl}{r}\right)_x = 16.07$ $F'_{ex} = 41873.63\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $F_a = 1305\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $F_{bx} = 0.6F_y$

$\left(\frac{kl}{r}\right)_y = 35.71$ $F'_{ey} = 8479.93\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $F_{by} =$

www.Prozhe.com



تعیین تنش مجاز خمشی :

$L_{bx} \leq min(635 b_f/\sqrt{f_y}\ ,\ A_f \times 14 \times 10^5/d \times F_y)$

$240\ cm \leq min(\frac{635\times35}{\sqrt{2400}}\ ,\ \frac{56.52\times14\times100000}{24\times2400}) = 453.66\ cm$ × تکیه گاه جانبی ندارد

$f_a = \frac{P}{A} = \frac{23.677\times1000}{144.2} = 176.5\ {}^{kg}/_{cm^2}$

$f_a/F_y = \frac{176.5}{2400} = 0.07 \leq 0.16 \rightarrow d\ /\ t_w \leq 5365/\sqrt{F_y}[1 - 3.74(f_a/F_y)]$

$\rightarrow \frac{24}{1.24} \leq 5365/\sqrt{2400}[(1 - 3.74\ (\frac{176.5}{2400})]$

$\therefore\ 19.35 \leq 79.39$ ✓ $O.K.$

$b_f/2t_f \leq 545/\sqrt{F_y} \rightarrow \frac{35}{2\times1} \leq \frac{545}{\sqrt{2400}} \rightarrow 17.5 \leq 11.12$ × فشرده نیست

$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$

$C_b = 1.75 - 1.05(\frac{17.59}{18.85}) + 0.3(\frac{17.59}{18.85})^2 \leq 2.3 \rightarrow C_b = 1.03$

موضوع:

محاسبات

رابطه پیچشی :

$$F_b=(84\times10^4\ C_b)A_f/(L.d)\le 0.6F_y$$

$$F_b=(84\times10^4\times1.03)56.52/(240\times24)\le 0.6F_y$$

$$F_b=8489\le 1440\quad\times\quad\rightarrow\quad F_b=0.6F_y$$

رابطه ستونی :

$$\lambda_b=2685\sqrt{(C_b/F_y)}=55.62$$

$$\lambda_c=6000\sqrt{(C_b/F_y)}=124.29$$

$$\lambda=L\ /\ 1.2r_y=\left(\frac{240}{12.98}\right)=18.48\quad\rightarrow\ \lambda<\ \lambda_b$$

$$=>F_{bx}=0.6\,F_y=1440\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

تعیین ضریب تشدید اسمی :

$$If\quad f_a/F_a>0.15\quad\rightarrow\quad\delta=C_m/(1-f_a/F'_e)$$

$$\frac{176.5}{1305}=0.13<0.15\ \rightarrow\ \delta_x=1$$

شماره هر ستون در جدول ترکیب تنش ها در ذیل، مربوط به هر ترکیب بار در جدول قبلی می باشد، که البته تنها بحرانی ترین حالت بررسی شده است.

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

Combined stresses

Story : 1 **Column No. : C-4**

IF $f_a/F_a \geq 0.15$ then :

1) $(f_a/F_a) + (\delta_x f_{bx} / F_{bx}) + (\delta_y f_{by} / F_{by}) \leq 1$
2) $(f_a/0.6F_y) + (f_{bx} / F_{bx}) + (f_{by} / F_{by}) \leq 1$

$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a / F'_{ex}) = 1$

$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a / F'_{ey}) =$

IF $f_a/F_a \leq 0.15$ then :

1) $(f_a/F_a) + (\delta_x f_{bx}/F_{bx}) + (f_{by}/F_{by}) \leq 1$

NO.	f_a	f_a/F_a	$f_a/0.6F_y$	f_{bx}	f_{bx}/F_{bx}	C_{mx}	δ_x	f_{by}	f_{by}/F_{by}	C_{my}	δ_y	eq. 1	eq. 2
1	176.5	0.13	0.122	1354	0.94	0.85	1	---	---	1	---	1.07	---
2													
3													
4													
5													

محاسبات

Member Location : **C-4**

Profile
2IPE240
2PL 330×10 (Flange)
2PL--- (web)

Story : **2**

Forces And Moments (ton , ton.m)					Member Properties (cm)	
Load Case	P	$(M_{top})_x$	$(M_{bot})_x$	$(M_{top})_y$	$(M_{bot})_y$	**X**	**Y**
$D + L$	19.89	-1.71	0.03	0	0	L_x=310	L_y =310
$0.75(D + L + E_x)$	14.65	-19.53	-15.97	0	0	G_b= 0.74 G_t=0.57 K_x=0.72	G_b=3.57 G_t=2.71 K_y=1.86
$0.75(D + L - E_x)$	15.18	16.98	16.02	0	0	I_x =18098	I_y=16899
$0.75(D + L + E_y)$	14.91	-1.28	0.02	0	0	S_x =1392.1	S_y =965.68
$0.75(D + L - E_y)$	14.91	-1.28	0.02	0	0	r_x =11.2	r_y =10.82
Critilal Loading	**19.89**	**-19.53**	**16.02**	0	0	A=144.2 cm^2	

$\left(\frac{kl}{r}\right)_x$ 19.92 F'_{ex} =27251.71 kg/cm^2 F_a = 1210 kg/cm^2 F_{bx} =0.6 F_y

$\left(\frac{kl}{r}\right)_y$ = 53.29 F'_{ey} = 3807.76 kg/cm^2 F_{by} =

www.Prozhe.com

تعیین تنش مجاز خمشی :

$L_{bx} \leq min(635b_f/\sqrt{f_y}\ ,\ A_f \times 14 \times 10^5/d \times F_y)$

$310\ cm \leq min(\frac{635\times35}{\sqrt{2400}}\ ,\ \frac{56.52\times14\times100000}{24\times2400}) = 453.66\ cm$ × تکیه گاه جانبی ندارد

$f_a = \frac{P}{A} = \frac{19.89\times1000}{144.2} = 137.93\ {}^{kg}/_{cm^2}$

$f_a/F_y = \frac{137.93}{2400} = 0.05 \leq 0.16 \rightarrow d\ /\ t_w \leq 5365/\sqrt{F_y}[1-3.74(f_a/F_y)]$

$\rightarrow \frac{24}{1.24} \leq 5365/\sqrt{2400}[(1-3.74\ (\frac{137.93}{2400})]$

$\therefore\ 19.35 \leq 89.03$ ✓ $O.K.$

$b_f/2t_f \leq 545/\sqrt{F_y} \rightarrow \frac{35}{2\times1} \leq \frac{545}{\sqrt{2400}} \rightarrow 17.5 \leq 11.12$ × فشرده نیست

$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$

$C_b = 1.75 + 1.05(\frac{16.02}{-19.53}) + 0.3(\frac{16.02}{-19.53})^2 \leq 2.3 \rightarrow C_b = 1.09$

رابطه پیچشی :

$F_b = (84 \times 10^4\ C_b)A_f/(L.d) \leq 0.6F_y$

$F_b = (84 \times 10^4 \times 1.09)56.52/(310 \times 24) \leq 0.6F_y$

$F_b = 6922 \leq 1440$ × $\rightarrow F_b = 0.6F_y$

محاسبات

رابطه ستونی :

$\lambda_b = 2685\sqrt{(C_b/F_y)} = 57.22$

$\lambda_c = 6000\sqrt{(C_b/F_y)} = 127.86$

$\lambda = L / 1.2r_y = \left(\frac{310}{12.98}\right) = 23.87 \quad \rightarrow \lambda < \lambda_b$

$=> F_{bx} = 0.6\, F_y = 1440\ {}^{kg}/_{cm^2}$

تعیین ضریب تشدید اسمی :

$If \quad f_a/F_a > 0.15 \quad \rightarrow \quad \delta = C_m/(1 - f_a/F'_e)$

$$\frac{137.93}{1210} = 0.11 < 0.15 \ \rightarrow \ \delta_x = 1$$

شماره هر ستون در جدول ترکیب تنش ها در ذیل، مربوط به هر ترکیب بار در جدول قبلی می باشد، که البته تنها بحرانی ترین حالت بررسی شده است.

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

Combined stresses

Story : 2 **Column No. : C-4**

IF $f_a/F_a \geq 0.15$ then :

1) $(f_a/F_a) + (\delta_x f_{bx} / F_{bx}) + (\delta_y f_{by} / F_{by}) \leq 1$
2) $(f_a/0.6F_y) + (f_{bx} / F_{bx}) + (f_{by} / F_{by}) \leq 1$

$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a / F'_{ex}) = 1$

$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a / F'_{ey}) =$

IF $f_a/F_a \leq 0.15$ then :

1) $(f_a/F_a) + (\delta_x f_{bx}/F_{bx}) + (f_{by}/F_{by}) \leq 1$

NO.	f_a	f_a/F_a	$f_a/0.6F_y$	f_{bx}	f_{bx}/F_{bx}	C_{mx}	δ_x	f_{by}	f_{by}/F_{by}	C_{my}	δ_y	eq. 1	eq. 2
1	137.9	0.11	0.09	1402	0.97	0.85	1	---	---	1	---	1.08	---
2													
3													
4													
5													

Member Location : **C-4**

Profile
2IPE240
2PL 230×8 (Flange)
2PL--- (web)

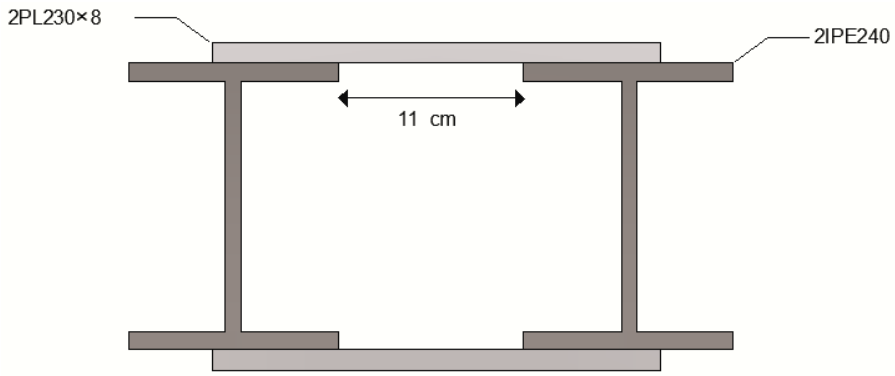
Story : **3**

Forces And Moments (ton , ton.m)					Member Properties (cm)	
Load Case	P	$(M_{top})_x$	$(M_{bot})_x$	$(M_{top})_y$	$(M_{bot})_y$	**X**	**Y**
$D + L$	14.33	-1.71	0.03	0	0	L_x =310	L_y =310
$0.75(D + L + E_x)$	-10.4	-16.52	-15.21	0	0	G_b=0.57 G_t=0.53 K_x=0.70	G_b=2.71 G_t=2.56 K_y =1.76
$0.75(D + L - E_x)$	11.04	13.95	15.26	0	0	I_x =18098	I_y =16899
$0.75(D + L + E_y)$	10.74	-1.28	0.02	0	0	S_x =1392.1	S_y =965
$0.75(D + L - E_y)$	10.74	-1.28	0.02	0	0	r_x =11.2	r_y =10.82
Critilal Loading	**14. 33**	**−16. 52**	**15. 26**	0	0	A=144.2 cm^2	

$\left(\frac{kl}{r}\right)_x = 19.37$ $F'_{ex} = 28821.27\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $F_a = 1225\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $F_{bx} = 0.6\ F_y$

$\left(\frac{kl}{r}\right)_y = 50.42$ $F'_{ey} = 4253.69\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $F_{by} =$

محاسبات



تعیین تنش مجاز خمشی :

$L_{bx} \leq min(635b_f/\sqrt{f_y}\ ,\ A_f \times 14 \times 10^5/d \times F_y)$

$310\ cm \leq min(\frac{635\times35}{\sqrt{2400}}\ ,\ \frac{56.52\times14\times100000}{24\times2400}) = 453.66\ cm$ × تکیه گاه جانبی ندارد

$f_a = \frac{P}{A} = \frac{14.33\times1000}{115} = 99.37\ {}^{kg}/_{cm^2}$

$f_a/F_y = \frac{99.37}{2400} = 0.04 \leq 0.16 \rightarrow d\ /\ t_w \leq 5365/\sqrt{F_y}[1 - 3.74(f_a/F_y)]$

$\rightarrow \frac{24}{1.24} \leq 5365/\sqrt{2400}[(1 - 3.74\ (\frac{99.37}{2400})]$

$\therefore\ 19.35 \leq 93.12$ ✓ $O.K.$

$b_f/2t_f \leq 545/\sqrt{F_y} \rightarrow \frac{35}{2\times1} \leq \frac{545}{\sqrt{2400}} \rightarrow 17.5 \leq 11.12$ × فشرده نیست

$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$

$C_b = 1.75 + 1.05(\frac{15.26}{-16.52}) + 0.3(\frac{15.26}{-16.52})^2 \leq 2.3 \rightarrow C_b = 1.03$

موضوع:

محاسبات

رابطه پیچشی :

$$F_b=(84\times10^4\ C_b)A_f/(L.d)\le 0.6F_y$$

$$F_b=(84\times10^4\times1.03)52.56/(310\times24)\le 0.6F_y$$

$$F_b=6112\le 1440\quad\times\quad\rightarrow\quad F_b=0.6F_y$$

رابطه ستونی :

$$\lambda_b=2685\sqrt{(C_b/F_y)}=55.62$$

$$\lambda_c=6000\sqrt{(C_b/F_y)}=124.3$$

$$\lambda=L\ /\ 1.2r_y=\left(\frac{310}{12.98}\right)=23.88\quad\rightarrow\ \lambda<\ \lambda_b$$

$$=>F_{bx}=0.6\,F_y=1440\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

تعیین ضریب تشدید اسمی :

$$If\quad f_a/F_a>0.15\quad\rightarrow\quad\delta=C_m/(1-f_a/F'_e)$$

$$\frac{99.37}{1225}=0.08<0.15\ \rightarrow\ \delta_x=1$$

شماره هر ستون در جدول ترکیب تنش ها در ذیل، مربوط به هر ترکیب بار در جدول قبلی می باشد، که البته تنها بحرانی ترین حالت بررسی شده است.

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

Combined stresses

Story : 3 **Column No. : C-4**

IF $f_a/F_a \geq 0.15$ then :

1) $(f_a/F_a) + (\delta_x f_{bx} / F_{bx}) + (\delta_y f_{by} / F_{by}) \leq 1$
2) $(f_a/0.6F_y) + (f_{bx} / F_{bx}) + (f_{by} / F_{by}) \leq 1$

$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a / F'_{ex}) = 1$

$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a / F'_{ey}) =$

IF $f_a/F_a \leq 0.15$ then :

1) $(f_a/F_a) + (\delta_x f_{bx}/F_{bx}) + (f_{by}/F_{by}) \leq 1$

NO.	f_a	f_a/F_a	$f_a/0.6F_y$	f_{bx}	f_{bx}/F_{bx}	C_{mx}	δ_x	f_{by}	f_{by}/F_{by}	C_{my}	δ_y	eq. 1	eq. 2
1	99.37	0.08	0.069	1186	0.82	0.85	1	---	---	1	---	0.9	---
2													
3													
4													
5													

www.Prozhe.com

محاسبات

Member Location : **C-4**

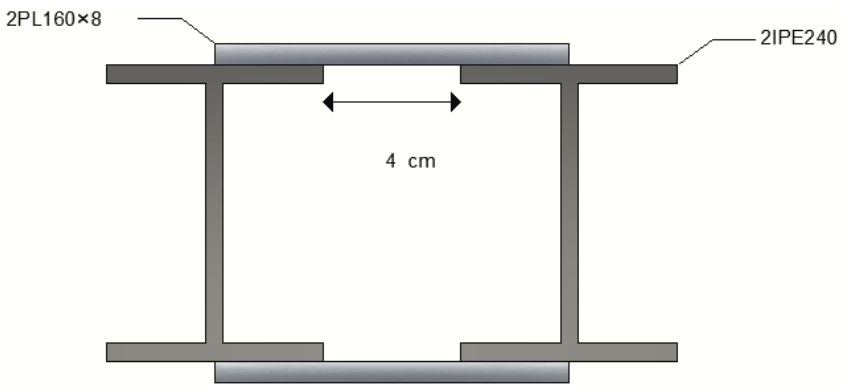
Profile
2IPE240
2PL 160×8 (Flange)
2PL--- (web)

Story : **4**

Forces And Moments (ton , ton.m)						**Member Properties (cm)**	
Load Case	P	$(M_{top})_x$	$(M_{bot})_x$	$(M_{top})_y$	$(M_{bot})_y$	**X**	**Y**
$D + L$	8.77	−1.71	0.03	0	0	L_x=310	L_y=310
$0.75(D + L + E_x)$	6.5	−13.09	−11.78	0	0	G_b=0.53 G_t=0.42 K_x=0.68	G_b=2.56 G_t=2.01 K_y=1.67
$0.75(D + L - E_x)$	6.65	10.52	11.83	0	0	I_x= 11718	I_y=6255
$0.75(D + L + E_y)$	6.57	−1.28	0.02	0	0	S_x=915.46 r_x=10.62	S_y=446.78 r_y=7.76
$0.75(D + L - E_y)$	6.57	−1.28	0.02	0	0		
Critilal Loading	**8.77**	**−13.09**	**11.83**	0	0	A=103.8 cm^2	

$\left(\frac{kl}{r}\right)_x$ =19.84 F'_{ex} =27471.92 kg/cm^2 F_a = 1128 kg/cm^2 F_{bx} =0.6 F_y

$\left(\frac{kl}{r}\right)_y$ = 66.71 F'_{ey} = 2429.91 kg/cm^2 F_{by} =



تعیین تنش مجاز خمشی :

$L_{bx} \leq min(635b_f/\sqrt{f_y}$ و $A_f \times 14 \times 10^5/d \times F_y)$

$310\ cm \leq min(\frac{635\times28}{\sqrt{2400}}$ و $\frac{36.32\times14\times100000}{24\times2400}) = 362.93\ cm$ × تکیه گاه جانبی ندارد

$f_a = \frac{P}{A} = \frac{8.77\times1000}{103.8} = 84.48\ {}^{kg}/_{cm^2}$

$f_a/F_y = \frac{84.48}{2400} = 0.03 \leq 0.16 \rightarrow d / t_w \leq 5365/\sqrt{F_y}[1 - 3.74(f_a/F_y)]$

$\rightarrow \frac{24}{1.24} \leq 5365/\sqrt{2400}[(1 - 3.74\ (\frac{84.48}{2400})]$

$\therefore\ 19.35 \leq 97.22$ ✓ $O.K.$

$b_f/2t_f \leq 545/\sqrt{F_y} \rightarrow \frac{28}{2\times1} \leq \frac{545}{\sqrt{2400}} \rightarrow 14 \leq 11.12$ × فشرده نیست

$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$

$C_b = 1.75 + 1.05(\frac{11.83}{-13.09}) + 0.3(\frac{11.83}{-13.09})^2 \leq 2.3 \rightarrow C_b = 1.04$

موضوع:

محاسبات

رابطه پیچشی :

$$F_b=(84\times10^4\ C_b)A_f/(L.d)\le 0.6F_y$$

$$F_b=(84\times10^4\times1.04)36.32/(310\times24)\le 0.6F_y$$

$$F_b=4264\le 1440\quad\times\quad\rightarrow\quad F_b=0.6F_y$$

رابطه ستونی :

$$\lambda_b=2685\sqrt{(C_b/F_y)}=55.89$$

$$\lambda_c=6000\sqrt{(C_b/F_y)}=124.89$$

$$\lambda=L\ /\ 1.2r_y=\left(\frac{310}{9.312}\right)=33.29\quad\rightarrow\ \lambda<\ \lambda_b$$

$$=>F_{bx}=0.6\,F_y=1440\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

تعیین ضریب تشدید اسمی :

$$If\quad f_a/F_a>0.15\quad\rightarrow\quad\delta=C_m/(1-f_a/F'_e)$$

$$\frac{84.48}{1128}=0.07<0.15\ \rightarrow\ \delta_x=1$$

شماره هر ستون در جدول ترکیب تنش ها در ذیل، مربوط به هر ترکیب بار در جدول قبلی می باشد، که البته تنها بحرانی ترین حالت بررسی شده است.

www.Prozhe.com

Combined stresses

Story : 4 **Column No. : C-4**

IF $f_a/F_a \geq 0.15$ then :

1) $(f_a/F_a) + (\delta_x f_{bx} / F_{bx}) + (\delta_y f_{by} / F_{by}) \leq 1$
2) $(f_a/0.6F_y) + (f_{bx} / F_{bx}) + (f_{by} / F_{by}) \leq 1$

$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a / F'_{ex}) = 1$

$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a / F'_{ey}) =$

IF $f_a/F_a \leq 0.15$ then :

1) $(f_a / F_a) + (\delta_x f_{bx} / F_{bx}) + (f_{by}/F_{by}) \leq 1$

NO.	f_a	f_a/F_a	$f_a//0.6F_y$	f_{bx}	f_{bx}/F_{bx}	C_{mx}	δ_x	f_{by}	f_{by}/F_{by}	C_{my}	δ_y	eq. 1	eq. 2
1	84.48	0.07	0.05	1429	0.99	0.85	1	---	---	1	---	1.06	---
2													
3													
4													
5													

محاسبات

Member Location : **C-4**

Profile
2IPE240
2PL 160×8 (Flange)
2PL--- (web)

Story : **5**

Forces And Moments (ton , ton.m)						Member Properties (cm)	
Load Case	P	$(M_{top})_x$	$(M_{bot})_x$	$(M_{top})_y$	$(M_{bot})_y$	**X**	**Y**
$D + L$	3.92	-1.242	0.03	0	0	L_x =310 G_b=0.42 G_t=1.92 K_x=0.75 I_x= 11718 S_x =915.46 r_x=10.62	L_y =310 G_b=2.01 G_t=18.7 K_y =2.3 I_y=6255 S_y =446.78 r_y=7.76
$0.75(D + L + E_x)$	2.93	-7.32	-11.78	0	0		
$0.75(D + L - E_x)$	2.94	5.46	11.83	0	0		
$0.75(D + L + E_y)$	2.94	-0.93	0.02	0	0		
$0.75(D + L - E_y)$	2.94	-0.93	0.02	0	0		
Critilal Loading	**3.92**	**-7.32**	**11.83**	0	0	A=103.8 cm^2	

$\left(\frac{kl}{r}\right)_x = 21.89$ $F'_{ex} = 22567.36\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $F_a = 950\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $F_{bx} = 0.6F_y$

$\left(\frac{kl}{r}\right)_y = 91.88$ $F'_{ey} = 1280.94\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $F_{by} =$

www.Prozhe.com

تعیین تنش مجاز خمشی :

$L_{bx} \leq min(635b_f/\sqrt{f_y}$ و $A_f \times 14 \times 10^5/d \times F_y)$

$310\ cm \leq min(\frac{635\times24}{\sqrt{2400}}$ و $\frac{36.32\times14\times100000}{24\times2400}) = 311.08\ cm$ × تکیه گاه جانبی ندارد

$f_a = \frac{P}{A} = \frac{3.92\times1000}{103.8} = 37.76\ {}^{kg}/_{cm^2}$

$f_a/F_y = \frac{37.76}{2400} = 0.015 \leq 0.16 \rightarrow d/t_w \leq 5365/\sqrt{F_y}[1 - 3.74(f_a/F_y)]$

$\rightarrow \frac{24}{1.24} \leq 5365/\sqrt{2400}[(1 - 3.74\ (\frac{37.76}{2400})]$

$\therefore\ 19.35 \leq 103.36$ ✓ $O.K.$

$b_f/2t_f \leq 545/\sqrt{F_y} \rightarrow \frac{24}{2\times1} \leq \frac{545}{\sqrt{2400}} \rightarrow 12 \leq 11.12$ × فشرده نیست

$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$

$C_b = 1.75 + 1.05(\frac{-7.32}{11.83}) + 0.3(\frac{-7.32}{11.83})^2 \leq 2.3 \rightarrow C_b = 1.21$

رابطه پیچشی :

$F_b = (84 \times 10^4\ C_b)A_f/(L.d) \leq 0.6F_y$

$F_b = (84 \times 10^4 \times 1.21)36.32/(310 \times 24) \leq 0.6F_y$

$F_b = 4961 \leq 1440$ × $\rightarrow F_b = 0.6F_y$

رابطه ستونی :

محاسبات

$\lambda_b = 2685\sqrt{(C_b/F_y)} = 60.28$

$\lambda_c = 6000\sqrt{(C_b/F_y)} = 134.72$

$\lambda = L / 1.2r_y = \left(\frac{310}{9.312}\right) = 33.29 \quad \rightarrow \lambda < \lambda_b$

$=> F_{bx} = 0.6\, F_y = 1440\ {}^{kg}/_{cm^2}$

تعیین ضریب تشدید اسمی :

$If \quad f_a/F_a > 0.15 \quad \rightarrow \quad \delta = C_m/(1 - f_a/F'_e)$

$$\frac{37.76}{950} = 0.03 < 0.15 \rightarrow \delta_x = 1$$

شماره هر ستون در جدول ترکیب تنش ها در ذیل، مربوط به هر ترکیب بار در جدول قبلی می باشد، که البته تنها بحرانی ترین حالت بررسی شده است.

www.Prozhe.com

محاسبات

Combined stresses

Story : 5 **Column No. : C-4**

IF $f_a/F_a \geq 0.15$ then :

1) $(f_a/F_a) + (\delta_x f_{bx} / F_{bx}) + (\delta_y f_{by} / F_{by}) \leq 1$
2) $(f_a/0.6F_y) + (f_{bx} / F_{bx}) + (f_{by} / F_{by}) \leq 1$

$\delta_x = C_{mx} / (1 - f_a / F'_{ex}) = 1$

$\delta_y = C_{my} / (1 - f_a / F'_{ey}) =$

IF $f_a/F_a \leq 0.15$ then :

1) $(f_a/F_a) + (\delta_x f_{bx}/F_{bx}) + (f_{by}/F_{by}) \leq 1$

NO.	f_a	f_a/F_a	$f_a/0.6F_y$	f_{bx}	f_{bx}/F_{bx}	C_{mx}	δ_x	f_{by}	f_{by}/F_{by}	C_{my}	δ_y	eq. 1	eq. 2
1	37.76	0.03	0.02	1292	0.89	0.85	1	---	---	1	---	0.92	---
2													
3													
4													
5													

طراحی صفحات کف ستون

هدف از طراحی اتصال پای ستون، تامین اجزا و وسایل اتصال، به نحوی است که کلیه بارهای موجود در ستون، بتوانند با اطمینان کافی به پی منتقل شوند.

کف ستون مربوط به ستون C - 4

مشخصات ستون:

- $P = 25.45\ ton \quad \& \quad V = 16.73\ ton$
- $M_{max} = 18.85\ ton.m$
- سطح مقطع ستون $= 144.2\ cm^2$
- $b_f = 35\ cm \quad \& \quad t_f = 0.98$
- $d = 24\ cm$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{18.85}{25.45} = 0.74\ m = 74\ cm$$

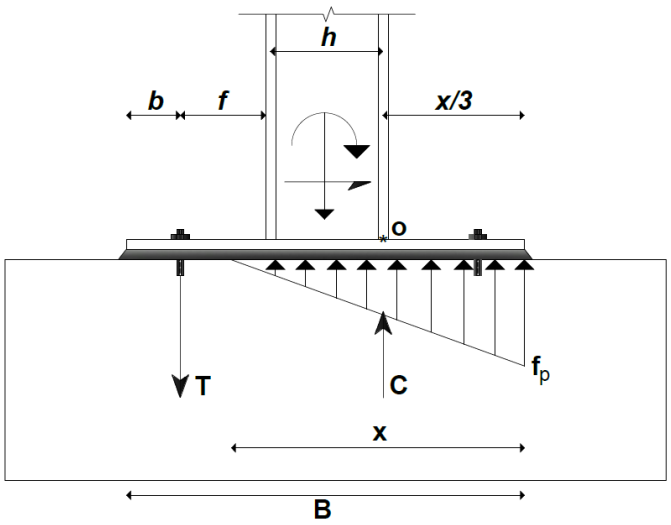
فرض : $B = 70\ cm \ \& \ D = 50\ cm$

$$f = 35 - 5 = 30\ cm$$

$$h = 24 - 0.98 = 23.02\ cm$$

www.Prozhe.com

محاسبات



$\sum M_0 = 0 \quad \rightarrow \quad T \times \left(f + \frac{h}{2}\right) + p\left(\frac{h}{2}\right) = M$

$T \times \left(30 + \frac{23.02}{2}\right) + 25450 \times \left(\frac{23.02}{2}\right) = 18.85 \times 10^5$

$\rightarrow \quad T = 38.6 \ ton$

$f_t = (T/A_s) \leq F_t = 0.33 \ F_u$

$f_t = (38600/A_s) \leq 0.33 \times 4000 \quad \rightarrow \quad A_s = 28.78 \ cm^2$

ضـریب تقلیـــل

0.6

$A_s = 17.27 \ cm^2$

$n = E_s/E_c \quad \rightarrow \quad n = 10$

$x^3 + a_1 x^2 + a_2 x + a_3 = 0$

موضوع:

محاسبات

$a_1 = 3\left(e - \frac{B}{2}\right) \rightarrow a_1 = 3(74 - \frac{70}{2}) = 117$

$a_2 = \frac{6nA}{D} \times (f + e) \quad \rightarrow \quad a_2 = \frac{6\times10\times17.27}{50} \times (30 + 74) = 2211.456$

$a_3 = -a_2 \times \left(\frac{B}{2} + f\right) \quad \rightarrow \quad a_3 = -2211.456 \times \left(\frac{70}{2} + 30\right) = -143744.64$

$\rightarrow \quad x = 24.97 \ cm \cong 25 \ cm$

$f_p = \frac{2p(e+f)}{xD(\frac{B}{2}+f-\frac{x}{3})} \leq F_p = 0.3 f'_c \sqrt{\frac{A2}{A1}} \leq 0.6 f'_c$

$f_p = \frac{50900(74+30)}{25\times50(\frac{70}{2}+30-\frac{25}{3})} = 74.73 \ {}^{kg}/_{cm^2}$

$F_p = 0.3 \times 210 \times \sqrt{\frac{120\times168}{70\times50}} = 151.2 \ {}^{kg}/_{cm^2} \leq 0.6 \times 210 = 126 \ {}^{kg}/_{cm^2} \quad \checkmark$

$T = \frac{e + \frac{x}{3} - \frac{B}{2}}{\frac{B}{2} + f - \frac{x}{3}} \quad \rightarrow \quad T = \frac{74 + \frac{25}{3} - \frac{70}{2}}{\frac{70}{2} + 30 - \frac{25}{3}} = 0.83$

$f_t = T/A_s \leq F_t = 0.43 F_u - 1.8 f_v \leq 0.33 F_u$

$17.28 = n \times 6.16 \rightarrow n = 2.8 \quad \rightarrow \quad use 3Ø_{28} \quad A_s = 3 \times 6.16 = 18.48 \ cm^2$

$f_t = 830/18.48 \leq F_t = 0.43 \times 4000 - 1.8 \frac{16730}{6\times6.16} \leq 0.33 \times 4000$

$(44.91 \leq 904.89 \leq 1320) \quad {}^{kg}/_{cm^2} \quad \checkmark \ O.K.$

$m = \frac{B - 0.95\,d}{2} = \frac{70 - 0.95 \times 24}{2} = 23.6 \ cm$

www.Prozhe.com

محاسبات

$$n = \frac{D - 0.8\,b}{2} = \frac{50 - 0.8 \times 35}{2} = 11\ \ cm$$

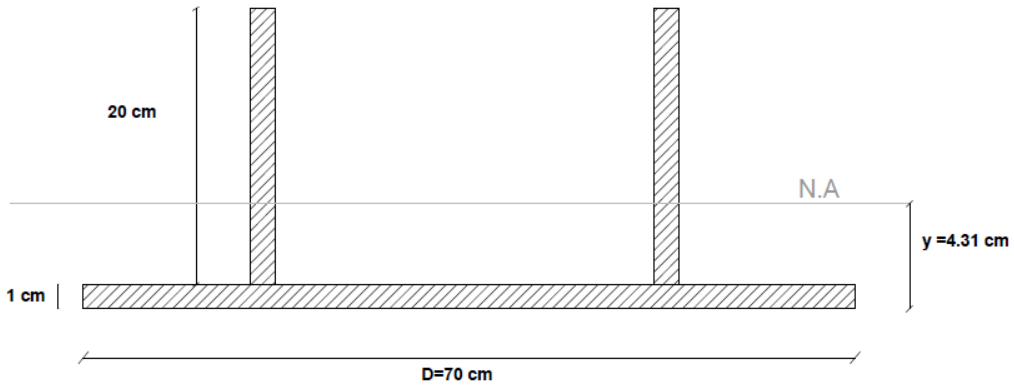
$$M = 14261.88\ \ kg.cm$$

$$t \le \sqrt{(6M/0.6F_y)} = \sqrt{\frac{6\times14261.88}{1440}} = 7.7\ cm$$

چون ضخامت کف ستون زیاد شد به ورق های سخت کننده نیاز داریم.

طراحی ورق های سخت کننده

در جهت y



$$\bar{y} = \frac{70\times1\times0.5+(20\times1\times11)\times2}{70+2\times20} = 4.31\ \text{cm}$$

$$I_{N.A} = 1707.671\ \ cm^4$$

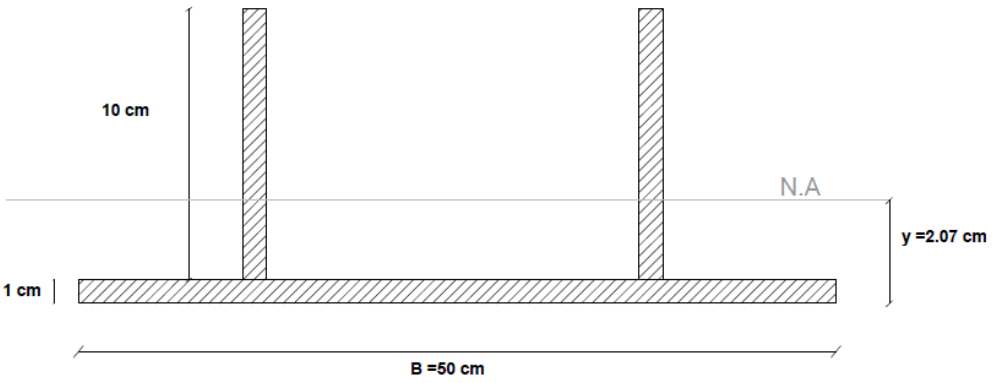
$$f_b = \frac{MY}{I} \le 0.6\,f_y$$

$$\frac{14261.88\times4.31}{1707.671} = 35.99 \le 1440\ \ {}^{kg}/_{cm^2} \qquad \checkmark\ O.K.$$

www.Prozhe.com

محاسبات

در جهت x



$$\bar{y} = \frac{50\times1\times0.5+(10\times1\times6)\times2}{50+2\times10} = 2.07 \text{ cm}$$

$$I_{N.A} = 382.443\ cm^4$$

$$f_b = \frac{MY}{I} \leq 0.6\ f_y$$

$$\frac{24517.1714\times2.07}{382.443} = 0.315 \leq 1440\ {}^{kg}/_{cm^2} \quad \checkmark\ O.K.$$

کف ستون مربوط به ستون D - 4

مشخصات ستون:

- $P = 27.255\ ton$ & $V = 10.36\ ton$
- $M_{max} = 16.48\ ton.m$
- سطح مقطع ستون $= 144.2\ cm^2$
- $b_f = 35\ cm$ & $t_f = 0.98$
- $d = 24\ cm$

www.Prozhe.com

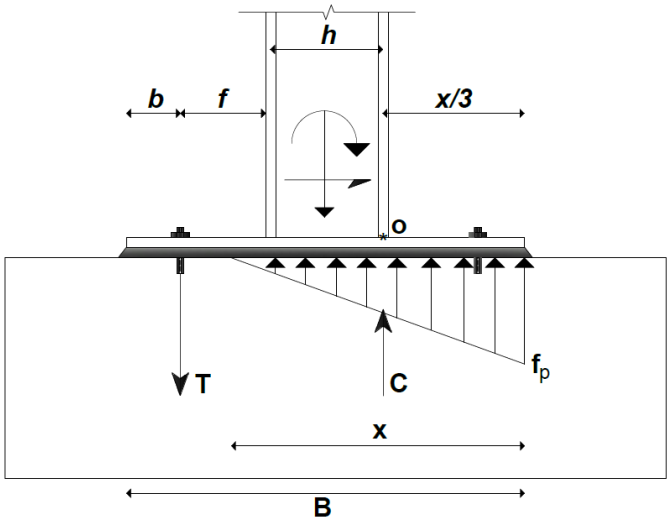
محاسبات

$$e = \frac{M}{P} = \frac{16.48}{27.255} = 0.6\ m = 60\ cm$$

فرض : $B = 70\ cm\ \ \&\ \ D = 50\ cm$

$$f = 35 - 5 = 30\ cm$$

$$h = 24 - 0.98 = 23.02\ cm$$



$$\sum M_0 = 0 \ \rightarrow\ T \times \left(f + \frac{h}{2}\right) + p\left(\frac{h}{2}\right) = M$$

$$T \times \left(30 + \frac{23.02}{2}\right) + 27255 \times \left(\frac{23.02}{2}\right) = 18.58 \times 10^5$$

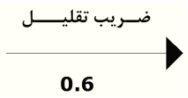
$$\rightarrow\ T = 32.14\ ton$$

$$f_t = (T/A_s) \leq F_t = 0.33\ F_u$$

$$f_t = (32140/A_s) \leq 0.33 \times 4000 \quad \rightarrow \quad A_s = 24.34\ cm^2$$

موضوع:

محاسبات



$A_s = 14.60\ cm^2$

$n = E_s/E_c \rightarrow n = 10$

$x^3 + a_1x^2 + a_2x + a_3 = 0$

$a_1 = 3\left(e - \frac{B}{2}\right) \rightarrow a_1 = 3(60 - \frac{70}{2}) = 75$

$a_2 = \frac{6nA}{D} \times (f + e) \rightarrow a_2 = \frac{6\times10\times14.60}{50} \times (30 + 74) = 1576.8$

$a_3 = -a_2 \times \left(\frac{B}{2} + f\right) \rightarrow a_3 = -1576.8 \times \left(\frac{70}{2} + 30\right) = -102492$

$\rightarrow x = 24.07\ cm \cong 25\ cm$

$f_p = \frac{2p(e+f)}{xD(\frac{B}{2}+f-\frac{x}{3})} \leq F_p = 0.3\, f'_c \sqrt{\frac{A2}{A1}} \leq 0.6\, f'_c$

$f_p = \frac{2\times27255(60+30)}{25\times50(\frac{70}{2}+30-\frac{25}{3})} = 70\ {}^{kg}/_{cm^2}$

$F_p = 0.3 \times 210 \times \sqrt{\frac{120\times168}{70\times50}} = 151.2\ {}^{kg}/_{cm^2} \leq 0.6 \times 210 = 126\ {}^{kg}/_{cm^2}$ ✓

$T = \frac{e + \frac{x}{3} - \frac{B}{2}}{\frac{B}{2} + f - \frac{x}{3}} \rightarrow T = \frac{60 + \frac{25}{3} - \frac{70}{2}}{\frac{70}{2} + 30 - \frac{25}{3}} = 0.58$

$f_t = T/A_s \leq F_t = 0.43\, F_u - 1.8\, f_v \leq 0.33\, F_u$

$17.28 = n \times 6.16 \rightarrow n = 2.8 \rightarrow use 3Ø_{28} \quad A_s = 3 \times 6.16 = 18.48\ cm^2$

www.Prozhe.com

محاسبات

$$f_t = 580/18.48 \leq F_t = 0.43 \times 4000 - 1.8\frac{10360}{6\times6.16} \leq 0.33 \times 4000$$

$$(31.38 \leq 1215.45 \leq 1320) \quad {}^{kg}/_{cm^2} \quad \checkmark O.K.$$

$$m = \frac{B - 0.95\,d}{2} = \frac{70 - 0.95 \times 24}{2} = 23.6\ cm$$

$$n = \frac{D - 0.8\,b}{2} = \frac{50 - 0.8 \times 35}{2} = 11\ cm$$

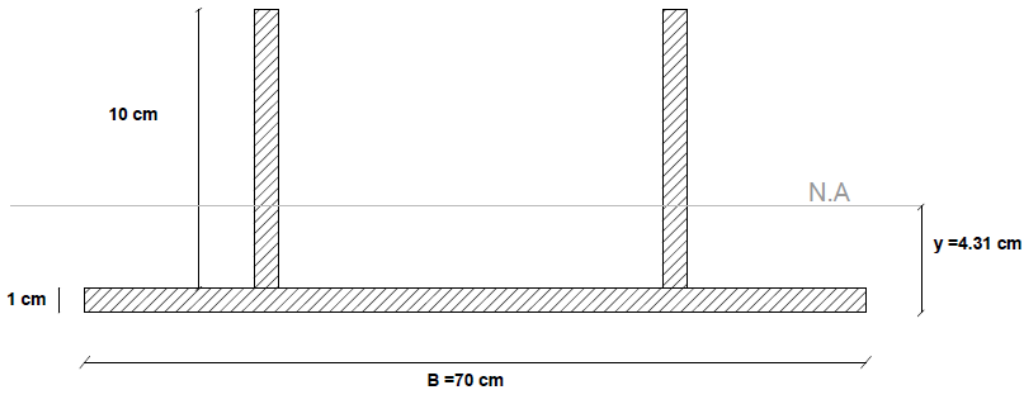
$$M_{max} = 13359.61\ kg.cm/cm$$

$$t \leq \sqrt{(6M/0.6F_y)} = \sqrt{\frac{6\times13359.61}{1440}} = 7.46\ cm$$

چون ضخامت کف ستون زیاد شد به ورق های سخت کننده نیاز داریم.

طراحی ورق های سخت کننده

در جهت x



www.Prozhe.com

محاسبات

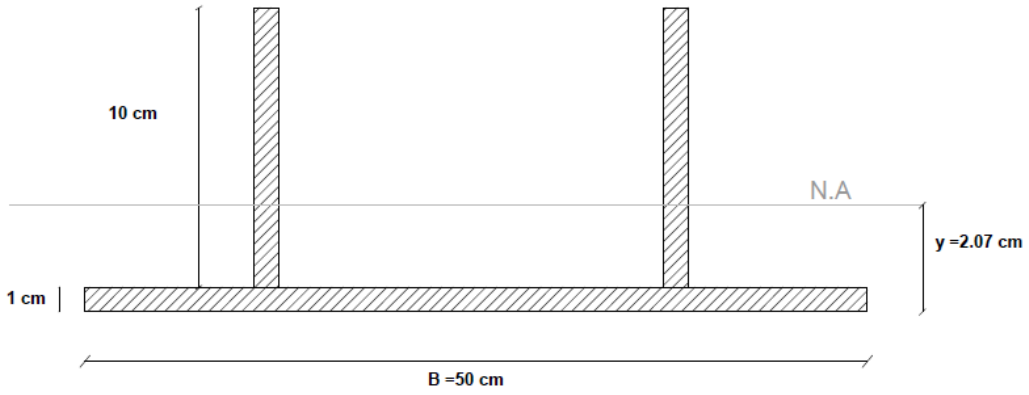
$$\bar{y} = \frac{70\times1\times0.5+(20\times1\times11)\times2}{70+2\times20} = 4.31 \text{ cm}$$

$$I_{N.A} = 1707.671 \ cm^4$$

$$f_b = \frac{MY}{I} \leq 0.6 f_y$$

$$\frac{13359.61\times4.31}{1707.671} = 33.71 \leq 1440 \ {}^{kg}/_{cm^2} \quad \checkmark O.K.$$

در جهت y



$$\bar{y} = \frac{50\times1\times0.5+(10\times1\times6)\times2}{50+2\times10} = 2.07 \text{ cm}$$

$$I_{N.A} = 382.443 \ cm^4$$

$$f_b = \frac{MY}{I} \leq 0.6 f_y$$

$$\frac{54.6\times2.07}{382.443} = 0.29 \leq 1440 \ {}^{kg}/_{cm^2} \quad \checkmark O.K.$$

کف ستون مربوط به ستون A - 4

مشخصات ستون:

- $P = 220.33\ ton$ & $V = 6.35\ ton$
- $M_{max} = 11.51\ ton.m$
- سطح مقطع ستون $= 210\ cm^2$
- $b_f = 35\ cm$ & $t_f = 1.5\ cm$
- $d = 35\ cm$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{11.51}{220.33} = 0.05\ m = 5\ cm < \frac{B}{6}$$

$$f_p = \frac{P}{BD}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \le F_p = 0.7\ f'_c$$

$$f_p = \frac{220330}{BD}\left(1 + \frac{6\times5}{B}\right) \le F_p = 0.7\ \times 210$$

فرض: $B = 50\ cm\ \&\ D = 47.96 \cong 50\ cm$

$$f_{p\ max} = \frac{P}{BD}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{220330}{50\times50}\left(1 + \frac{6\times5}{50}\right) = 141.01\ {}^{Kg}/_{cm^2}$$

$$f_{p\ min} = \frac{P}{BD}\left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{220330}{50\times50}\left(1 - \frac{6\times5}{50}\right) = 35.25\ {}^{Kg}/_{cm^2}$$

محاسبات

$$m = \frac{B - 0.95\,d}{2} = \frac{50 - 0.95 \times 35}{2} = 8.37 \cong 8.4\ cm$$

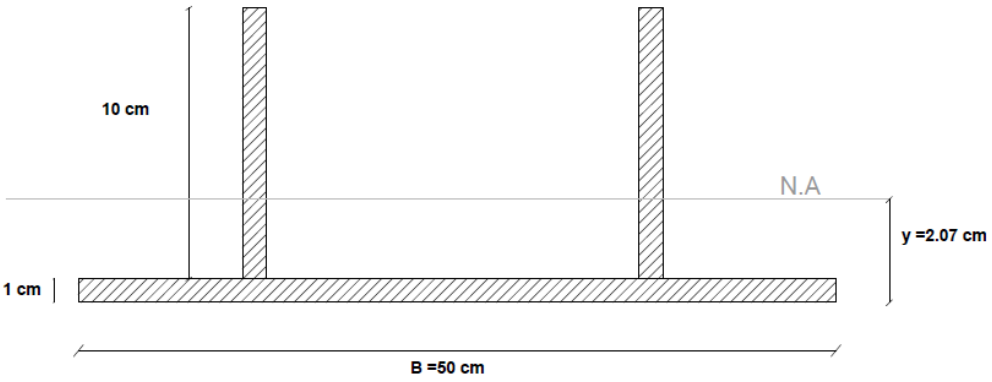
$$n = \frac{D - 0.8\,b}{2} = \frac{50 - 0.8 \times 35}{2} = 11\ \ cm$$

$$M_{\max} = 5331.865\ \ kg.cm/cm$$

$$t \le \sqrt{(6M/0.6F_y)} = \sqrt{\frac{6\times5331.865}{1440}} = 4.71\ cm$$

چون ضخامت کف ستون زیاد شد به ورق های سخت کننده نیاز داریم.

طراحی ورق های سخت کننده



$$\bar{y} = \frac{50\times1\times0.5+(10\times1\times6)\times2}{50+2\times10} = 2.07\ \text{cm}$$

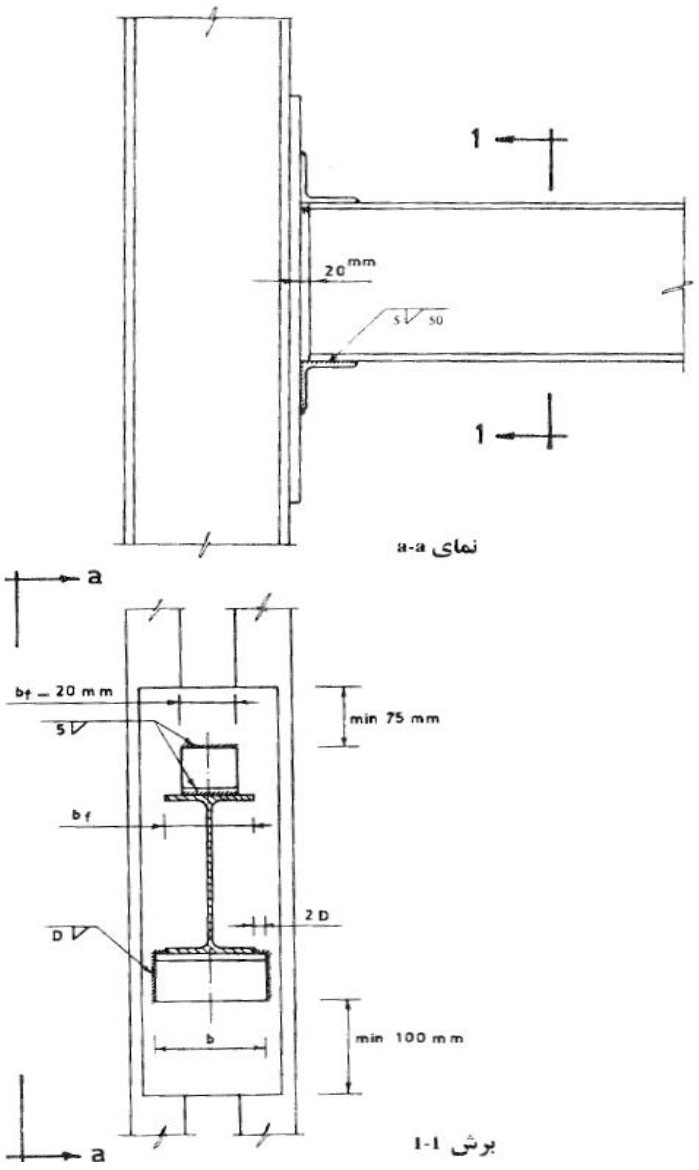
$$I_{N.A} = 382.443\ \ cm^4$$

$$f_b = \frac{MY}{I} \le 0.6\,f_y$$

$$\frac{5331.8654\times2.07}{382.443} = 28.85 \le 1440\ \ {}^{kg}/_{cm^2} \qquad \checkmark\ O.K.$$

طراحی اتصالات

اتصالات ساده (در جهت Y)[11]



11) Connections in steel building Table 1-6

جدول ۶ـ۱ـ مشخصات اتصال سادهٔ تیر با نبشی نشیمن تقویت نشده برای نیمرخ IPE(I≥15h)

شمارهٔ نیمرخ	واکنش تکیه‌گاهی نظیرظرفیت خمشی تیر (ton)	شمارهٔ نبشی (mm)	طول نبشی b(mm)	اندازهٔ جوش D(mm)
IPE 100	1.31	80×80×8	100	5
IPE 120	1.70	80×80×8	100	5
IPE 140	2.12	100×100×10	100	5
IPE 160	2.62	100×100×10	100	6
IPE 180	3.11	100×100×10	120	6
IPE 200	3.72	100×100×10	140	6
IPE 220	4.40	100×100×10	160	8
IPE 240	5.18	120×120×12	160	8
IPE 270	6.10	120×120×12	180	8
IPE 300	7.13	120×120×12 150×150×15	220 180	10 10

اتصال ساده تیر به ستون در بام (قاب D)

$$\text{IPE160} \rightarrow useL_{100*100*10}$$

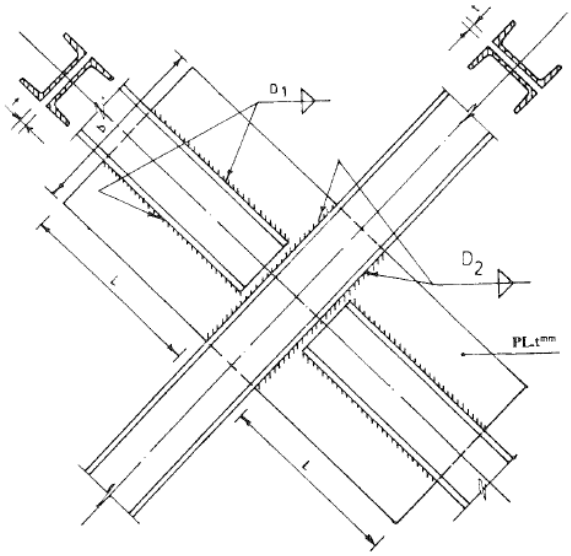
اتصال ساده تیر به ستون در طبقات (قاب D)

$$Axes: 1-2 \rightarrow \text{IPE180} \rightarrow useL_{100*100*10}$$

$$Axes: 2-3 \rightarrow \text{IPE200} \rightarrow useL_{100*100*10}$$

$$Axes: 1-2 \rightarrow \text{IPE240} + 2\text{PL100} \times 10 \rightarrow useL_{120*120*12}$$

اتصال مهار بند



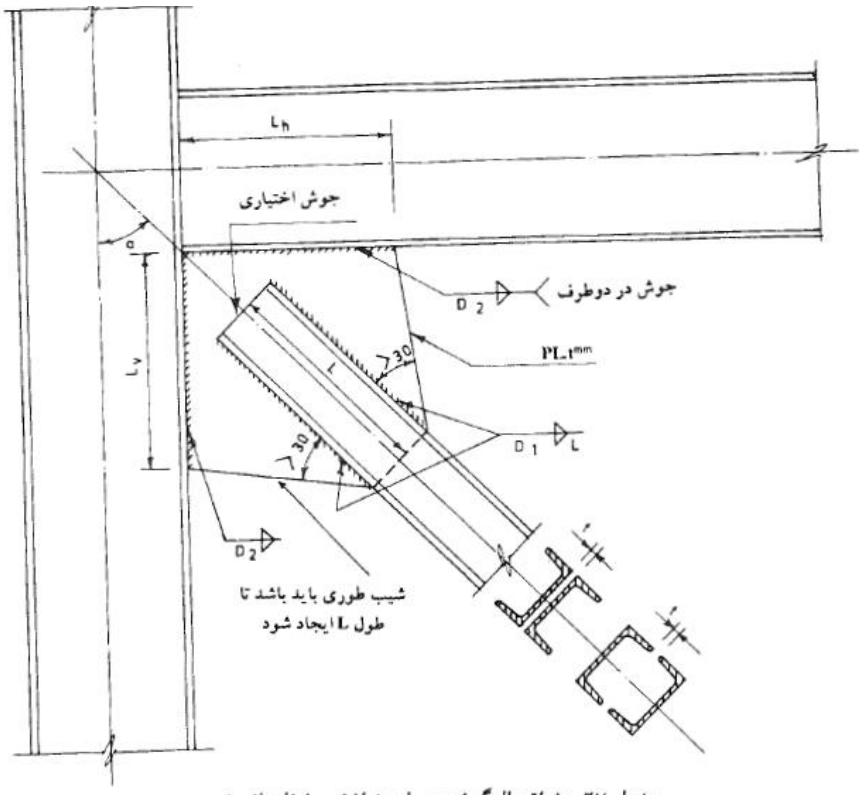
جدول ۲۷-۱۱ ـ اتصال میانی در بادبند از نیمرخ ناودانی زوج

ناودانی	t(mm)	b(mm)	L(mm)	D_1(mm)	D_2(mm)
UNP 100	8	350	320	5	3
UNP 120	8	400	360	6	3
UNP 140	10	400	400	6	4
UNP 160	10	450	420	7	4
UNP 180	12	450	480	7	4
UNP 200	12	550	500	8	4
UNP 220	12	600	580	8	5
UNP 240	14	600	600	9	5
UNP 260	14	650	650	9	5
UNP 280	16	650	650	10	5
UNP 300	16	750	650	10	5

$$2\text{UNP}100 \quad \rightarrow \quad \therefore use\ PL(2 \times 320 + 10) \times 350 \ \rightarrow \ PL\ 650 \times 350$$

موضوع:

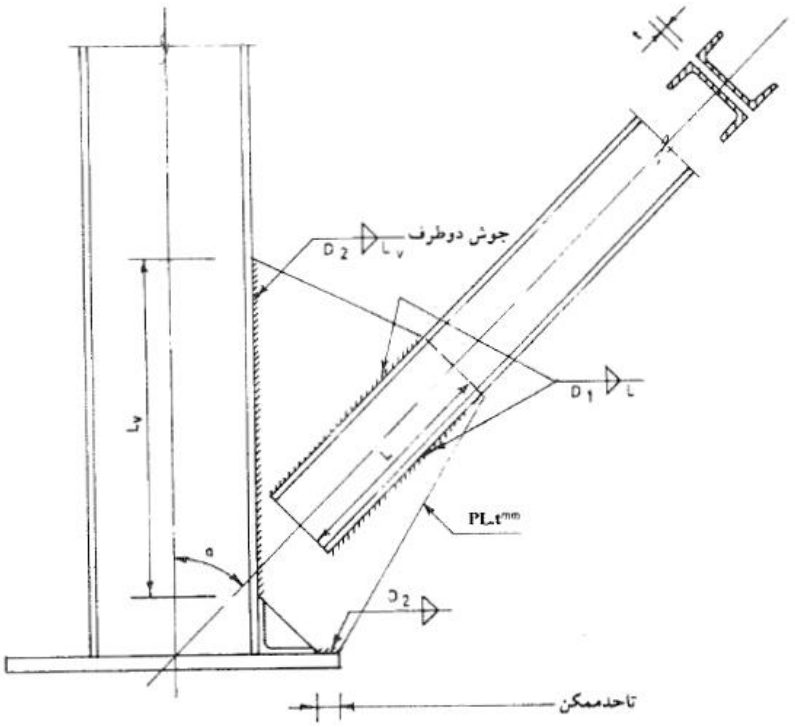
محاسبات



جدول ۲۷-۱۰-اتصال گوشه در بادبند از نیمرخ ناودانی زوج

ناودانی	اتصال بیشی به ورق		t	D_2	α =30°		α =35°		α =40°		α =45°	
	L(mm)	D_1(mm)	(mm)	(mm)	L_2	L_1	L_2	L_1	L_2	L_1	L_2	L_1
UNP 100	320	5	8	5	250	400	300	400	350	350	350	350
UNP 120	360	6	8	6	300	450	300	450	400	400	400	400
UNP 140	400	6	10	6	300	550	300	550	450	450	450	450
UNP 160	420	7	10	8	300	550	300	550	450	450	450	450
UNP 180	480	7	12	8	400	600	400	600	500	500	500	500
UNP 200	500	8	12	10	450	650	400	650	450	550	500	500
UNP 220	580	8	12	10	400	700	450	650	500	600	550	550
UNP 240	600	9	14	12	400	700	450	650	500	600	550	550
UNP 260	650	9	14	12	450	750	500	700	550	650	600	600
UNP 280	650	10	16	12	500	800	550	750	600	700	650	650
UNP 300	650	10	16	12	550	850	600	800	650	750	700	700

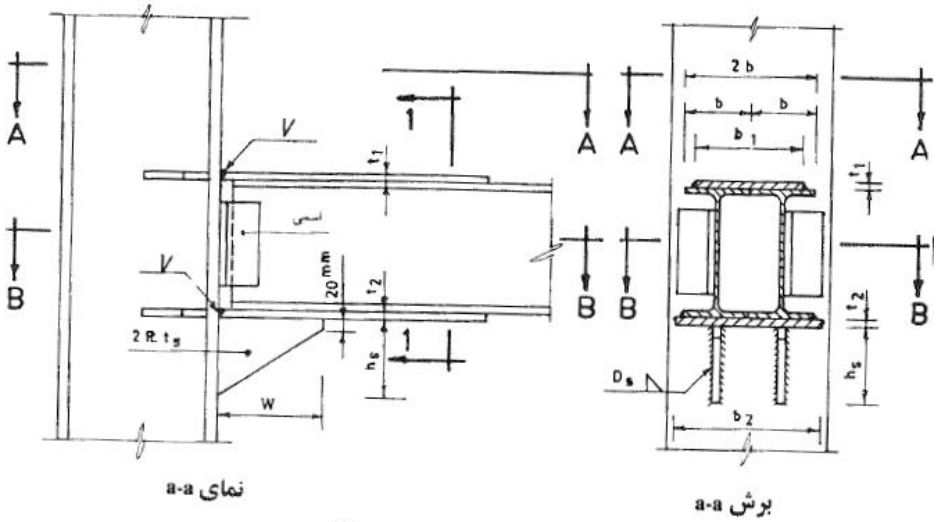
www.Prozhe.com



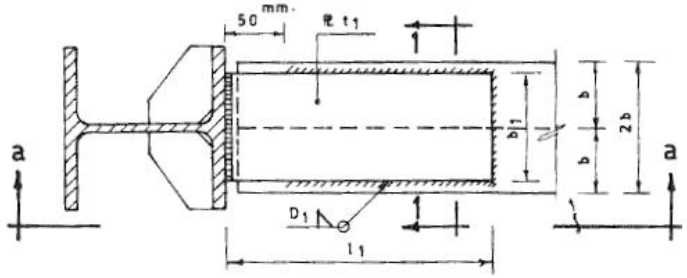
جدول ۲۷-۱۲-اتصال به‌پای ستون در بادبند از نیمرخ ناودانی زوج

ناودانی	اتصال نبشی به ورق		t		L_v(mm)						
	L(mm)	D_1(mm)	(mm)	D_2(mm)	α =30°	α =35°	α =40°	α =45°	α =50°	α =55°	α =60°
UNP 100	320	5	14	10	350	400	450	500	500	550	550
UNP 120	360	6	16	12	400	450	500	500	550	600	600
UNP 140	400	6	16	12	450	500	550	600	650	700	750
UNP 160	420	7	16	12	550	600	650	700	800	800	850
UNP 180	480	7	20	15	550	600	650	700	750	800	850
UNP 200	500	8	20	15	600	650	750	800	850	900	950
UNP 220	580	8	20	15	700	800	850	950	1000	1050	1100
UNP 240	600	9	20	15	850	900	1000	1050	1150	1200	1250
UNP 260	650	9	25	18	800	850	950	1000	1100	1150	1200
UNP 280	600	10	25	18	900	950	1050	1100	1200	1250	1300
UNP 300	650	10	25	18	950	1050	1150	1250	1350	1400	1550

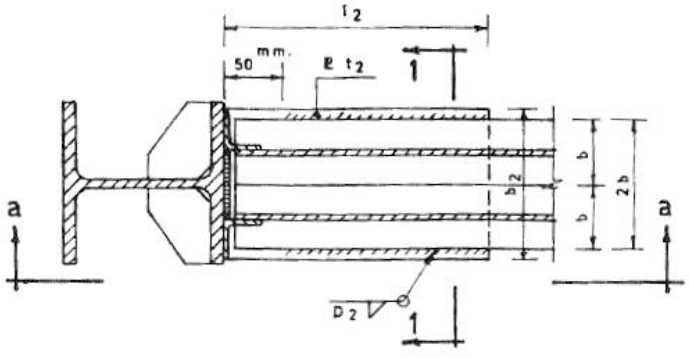
اتصال گیر دار تیر به ستون (تیرهای دوبل قاب 4)



نمای a-a برش a-a



برش A-A



برش B-B

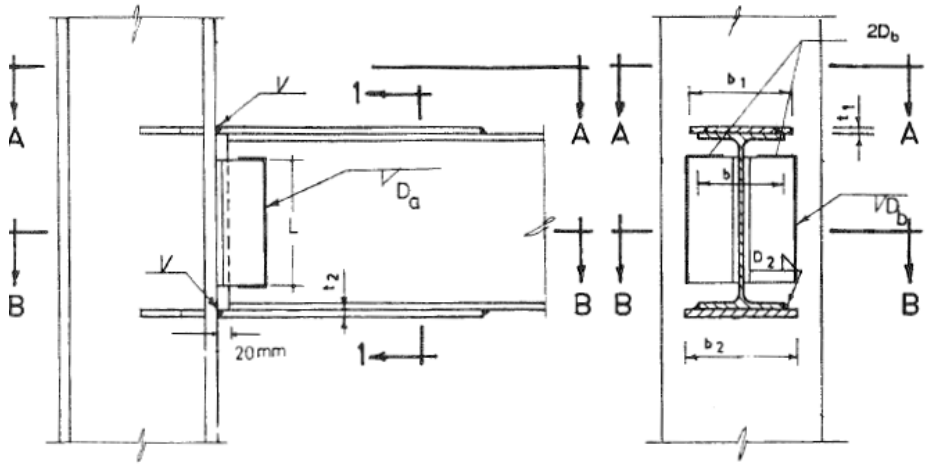
جدول ۸-۴- مشخصات نشیمن سخت‌شده در اتصال گیردار نیمرخهای زوج 2IPE ($l \geq 15h$)

نیمرخ	واکنش تکیه‌گاهی نظیر ظرفیت خمشی تیر (ton)	ضخامت سخت کننده t_s(mm)	عرض نشیمن سخت شده w(mm)	ارتفاع سخت کننده h_s(mm)	اندازهٔ جوش D_s(mm)
2IPE 100	3.94	8	80	60	6
2IPE 120	5.09	8	80	70	6
2IPE 140	6.36	10	100	80	7
2IPE 160	7.85	10	100	90	7
2IPE 180	9.34	10	100	90	7
2IPE 200	11.17	10	100	100	7
2IPE 220	13.20	10	120	120	8
2IPE 240	15.55	10	120	130	8
2IPE 270	18.30	12	120	130	8
2IPE 300	21.39	12	120	140	8

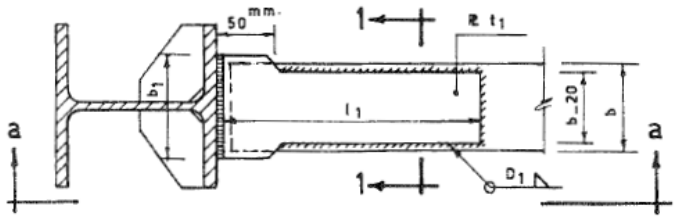
$\rightarrow$ 2IPE300 + 2$PL160 \times 10$ $\rightarrow use$ stiffner

- $t_s = 12$ mm
- $W_s = 120$ mm
- $h_s = 140$ mm
- $a = 8$ mm

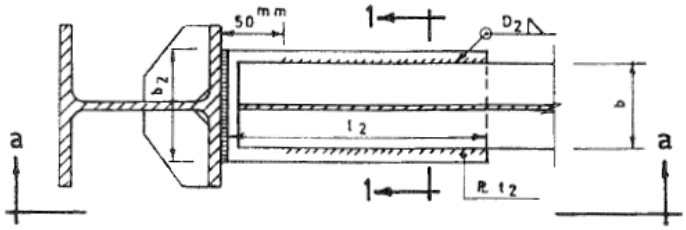
اتصال گیر دار با نبشی جان (تیرهای تک قاب 4)



نمای a-a | برش 1-1



برش A-A



برش B-B

جدول ۷-۱- مشخصات ورقهای فوقانی و تحتانی و جوشهای مربوطه برای اتصال گیردار تیرهای تک *IPE*

نیمرخ	ورق فوقانی				ورق تحتانی			
	ضخامت t_1(mm)	پهنای کله b_1(mm)	طول l_1(mm)	اندازه جوش D_1(mm)	ضخامت t_2(mm)	پهنا b_2(mm)	طول l_2(mm)	اندازهٔ جوش D_2(mm)
IPE 100	12	55	170	4	6	75	170	4
IPE 120	12	65	190	4	6	85	190	5
IPE 140	12	75	200	4	8	95	200	5
IPE 160	14	85	220	5	8	105	220	6
IPE 180	14	95	230	5	10	110	230	6
IPE 200	16	110	240	6	10	120	240	7
IPE 220	16	130	260	6	12	130	260	7
IPE 240	16	140	270	7	12	140	270	8
IPE 270	16	155	290	7	12	155	290	9
IPE 300	18	170	310	7	14	170	310	9

IPE220 → ورق فوقانی:
- $t_1 = 16$ mm
- $b_1 = 130$ mm
- $l_1 = 260$ mm
- $D_1 = 6$ mm

IPE220 → ورق تحتانی:
- $t_2 = 12$ mm
- $b_2 = 130$ mm
- $l_2 = 260$ mm
- $D_2 = 7$ mm

جدول ۷-۵ ـ مشخصات نبشی جان در اتصال گیردار نیمرخهای تک IPE(l≥15h)

نیمرخ	واکنش تکیه‌گاهی نظیر ظرفیت خمشی تیر (ton)	طول نبشی L(mm)	شمارهٔ نبشی (mm)	اندازهٔ جوش A D_a(mm)	اندازهٔ جوش B D_b(mm)
IPE 100	1.97	–	–	–	–
IPE 120	2.54	–	–	–	–
IPE 140	3.18	–	–	–	–
IPE 160	3.92	–	–	–	–
IPE 180	4.67	145	120×120×12	3	10
IPE 200	5.59	160	120×120×12	4	10
IPE 220	6.60	175	120×120×12	4	10
IPE 240	7.78	190	120×120×12	4	10
IPE 270	9.15	210	120×120×12	4	10
IPE 300	10.70	240	120×120×12	5	10

● وجود خط تیره به‌این معناست که طول موجود برای نبشی جان کافی برای انتقال برش نیست.

IPE220 →
- $L_{120*120*12}$
- lenth= 175 mm
- D_s=4 mm
- D_b=10 mm

www.Prozhe.com

طراحی شالوده

به دلیل اینکه ستون های D-4 و A-4 در مجاورت مرز قانونی زمین قرار دارد، شالوده این ستون ها نمی تواند از بر زمین تجاوز نماید. لذا با توجه به برون محوری زیاد بار ، برای طراحی شالوده ستون های مذکور و ستون C-4 شالوده باسکولی طراحی خواهد شد.

ابتدا می پردازیم به ترکیب بار مورد نیاز برای طراحی پی ، تحت بار خدمت

Foundation Type: Cantilever Footing		
Foundation Position : A-4		
Load case	**P_e** (ton)	**M_e**(ton.m)
$D + L$	19.98	7.33
$D + L \pm E$	310.68	16.22
$D \pm E$	308.41	14.94
Critical Loading	**310.68**	**14.94**
Foundation Type: Cantilever Footing		
Foundation Position :C-4		
Load case	**P_i** (ton)	**M_e**(ton.m)
$D + L$	25.45	0.03
$D + L \pm E$	25.47	23.455
$D \pm E$	21.63	23.455
Critical Loading	**25.47**	**23.452**

www.Prozhe.com

Foundation Type: Cantilever Footing		
Foundation Position :D-4		
Load case	**P_e (ton)**	**M_e(ton.m)**
$D + L$	17.15	6.08
$D + L \pm E$	34.07	20.584
$D \pm E$	27.74	20.584
Critical Loading	**27.74**	**20.584**

طراحی یک شالوده باسکولی

پی باسکولی به مجموعه ای از دو پی منفرد اطلاق می گردد که منتجه بارهای وارد بر یکی دارای برون محوری زیاد نسبت به مرکز پی بوده و پی ها با تیری صلب به یکدیگر مرتبط شده اند. این تیر صلب ، که بخشی از بار یکی از پی ها را به دیگری منتقل می نماید، نباید متکی بر خاک باشد.

ابعاد هر دو شالوده باید به گونه ای انتخاب شوند که تحت بار خدمت ، تنش در هر دوی آنها به صورت یکنواخت توزیع گردد و شدت تنش در هر دو مساوی باشد. برای رسیدن به این منظور همانند سایر شالوده های مرکب باید مرکز هندسی سطح تماس دو شالوده منطبق بر محل بر آیند نیروی محوری دو ستون باشد.

اکنون با فرض قرار گیری پاشنه شالوده در عمق 1.8 متری و همچنین معادل کردن وزن مخصوص مخلوط بتن و خاک به 20 کیلونیوتن بر متر مکعب ادامه می دهیم.

در شالوده های باسکولی بارهای خارجی ، علاوه بر بار ستون ، شامل وزن خود تیر کلاف و خاک و سربار واقع بر روی آن در حد فاصل بین دو شالوده نیز می شود.برای اینکه از تماس تیر کلاف با زمین جلوگیری

شود، کف ان را در 150 میلیمتری بالای خاک در نظر میگیریم. بنابر این وزن تیر کلاف به علاوه سربار روی آن با فرض عرض تیر کلاف مساوی 750 میلیمتر برابر خواهد بود با :

$$W_s = 0.75(1.8 - 0.15)20 = 24.75 \ \frac{KN}{m}$$

اکنون می پردازیم به طراحی شالوده باسکولی بین دو ستون C-4 و D-4

اگر فاصله بین دو شالوده 1 متر حدس زده شود، وزن کل تیر کلاف مساوی خواهد بود با :

$$W_s = 24.75 \times 1 = 24.75 \ KN$$

بنابر این در تعیین ابعاد شالوده ها به بار مرده هر شالوده 12.37 کیلونیوتن اضافه خواهد شد.

(ستون خارجی) $P_e = (277.4 + 12.37) = 289.77 \ KN$

(ستون داخلی) $P_i = (254.7 + 12.37) = 267.07 \ KN$

$$q_e = q_a - \left(\text{وزن بتن شالوده} + \text{خاک روی آن} + \text{سربار}\right) = 180 - (1.8 \times 20) = 144 \ {}^{KN}/_{m^2}$$

$$\text{سطح لازم} = \frac{289.77+267.07}{144} = 3.86 \ m^2$$

با گرفتن لنگر نسبت به محور ستون خارجی ، محل برآیند نیروهای خارجی را به دست می آوریم.

$$\text{فاصله برآیند از محور ستون خارجی } n = \frac{2.85 \times 267.07}{267.07+289.77} = 1.36 \ m$$

$$\text{فاصله برآیند از برخارجی} = 1.36 + 0.175 = 1.535 \ m$$

$$\text{کل } A = 2.5 \times 1.2 + 1.4 \times 1.4 = 4.96 \ m^2 > 3.86 m^2 \quad \checkmark \ O.K.$$

موضوع:

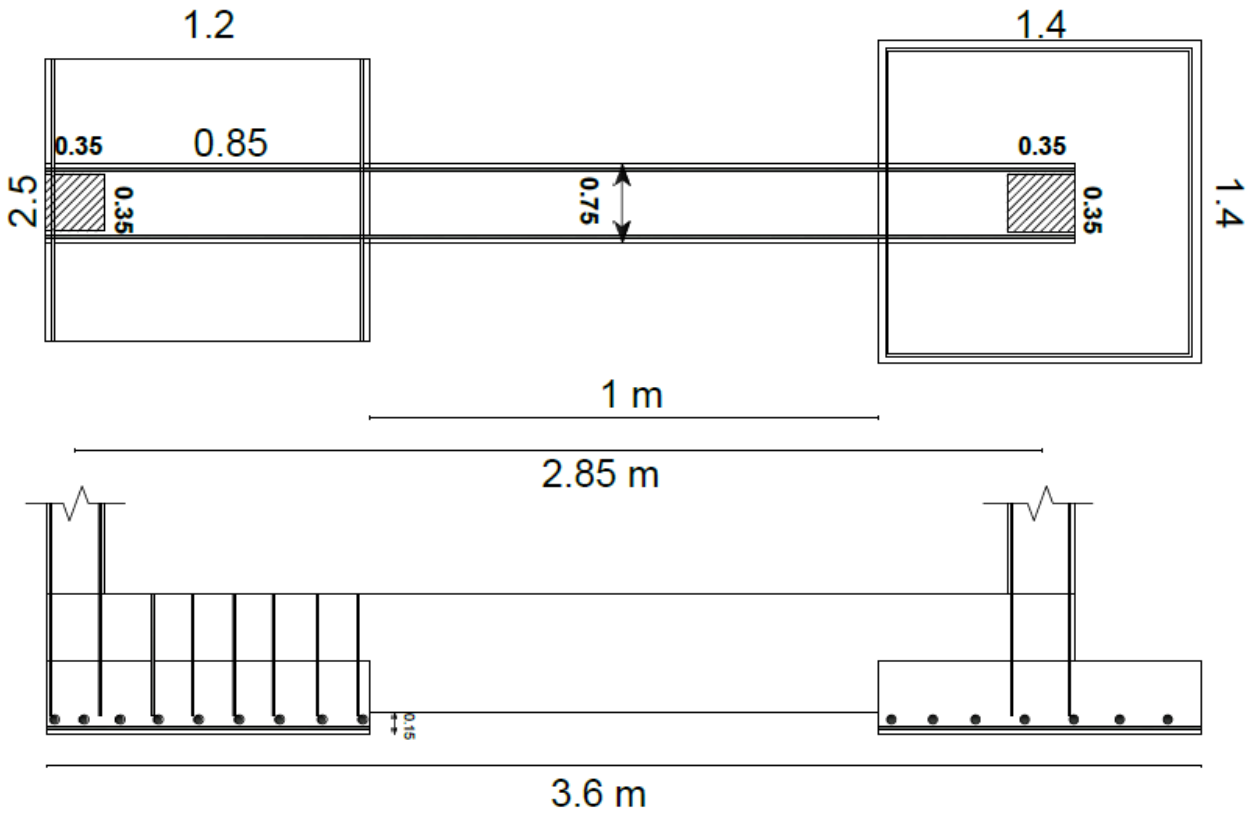
محاسبات

شالوده ستون خارجی $= 2.5 \times 1.2 = 3\ m^2$

شالوده ستون داخلی $= 1.4 \times 1.4 = 1.96\ m^2$

فاصله مرکز هندسی دو سطح از بر خارجی $X = \frac{2.5\times1.2\times0.6+1.4\times1.4\times2.9}{1.4\times1.4+2.5\times1.2} = 1.5$

با تقریب خوبی بر محل بر آیند از بر ستون خارجی منطبق می باشد.



www.Prozhe.com

محاسبه فشار تماسی برای بارهای نهایی

Foundation Type: Cantilever Footing		
Foundation Position : A-4		
Load case	**P_{ue}** (ton)	**M_{ue}** (ton.m)
$1.25D + 1.5L$	25.54	9.48
$D + 1.2L \pm 1.2E$	369.27	18.25
$0.85D \pm 1.2E$	363.89	15.81
Critical Loading	**369.27**	**18.25**
Foundation Type: Cantilever Footing		
Foundation Position : C-4		
Load case	**P_{ui}** (ton)	**M_{ui}** (ton.m)
$1.25D + 1.5L$	32.77	0.03
$D + 1.2L \pm 1.2E$	26.24	28.42
$0.85D \pm 1.2E$	18.39	28.12
Critical Loading	**32.77**	**28.42**
Foundation Type: Cantilever Footing		
Foundation Position : D-4		
Load case	**P_{ue}** (ton)	**M_{ue}** (ton.m)
$1.25D + 1.5L$	24.84	9.13
$D + 1.2L \pm 1.2E$	40.17	25.02
$0.85D \pm 1.2E$	34.88	22.57
Critical Loading	**40.17**	**25.02**

$$q_u = \frac{327.7+401.7}{4.96} = 147\ {KN}/{m^2}$$

طراحی شالوده خارجی

شالوده خارجی همانند شالوده یک دیوار بتنی که تحت فشار رو به بالای q_u قرار دارد و از دو طرف ستون و تیر کلاف بیرون زده است، رفتار می نماید.

مقطع بحرانی برای تعیین حداکثر لنگر خمشی در پی های در مجاورت دیوار در بر عناصر متکی بر پی می باشد.

$$M_u = \frac{1}{8} q_u (b-a)^2 = \frac{1}{8} \times 147(2.5-0.35)^2 = 84.93\ KN.m/m$$

مقطع بحرانی برای کنترل برش به فاصله d از بر عنصر متکی بر پی می باشد. بنابر این با فرض 70 cm ارتفاع شالوده وپوشش حداقل(60 mm) خواهیم داشت:

$$d = 640\ mm$$

$$V_u = q_u\left(\frac{b-a}{2} - d\right) = 147\left(\frac{2.5-0.35}{2} - 0.64\right) = 63.95\ KN/m$$

$$V_c = 0.2 \emptyset_c \sqrt{f_c} bd = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{21} \times 1000 \times 640 = 351.94\ KN/m$$

$$V_c > V_u \quad \checkmark\ O.K.$$

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

تعیین فولاد کششی

$$\text{اولیه } A_s = [M_u/\emptyset_s f_y(0.85d)] = \frac{84930000}{0.85\times400\times0.85\times640} = 459.18\ mm^2$$

$$C = T \quad \rightarrow \quad 0.85 \times 0.6 \times 21 \times 1000 \times a = 0.85 \times 400 \times 459.18$$

$$\rightarrow \quad a = 14.57\ mm \qquad \rightarrow \frac{a}{2} = 7.28$$

$$A_s = \frac{84930000}{0.85\times400\times(640-7.28)} = 394.79\ mm^2$$

$$\rho = A_s/bd = 0.00061 < \rho_{max} \quad \checkmark$$

بنابر بند 9-17-8-1 مبحث 9 و با توجه به رده میلگرد مصرفی مقدار حداقل نسبت سطح مقطع آرماتورها مشخص میگردد:

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$\rho = 0.00061 > \rho_{min} \quad \checkmark$$

$$A_s = 0.0061 \times 1000 \times 640 = 3904\ mm^2/m$$

$$3904 = n \times 380 \quad \rightarrow n = 10 \qquad \therefore use 10\emptyset_{22}@100$$

حداقل قطر میلگردها

در پی ها قطر میلگردها نباید کمتر از 10 میلیمتر باشد $\leftarrow 22 > 10$ ✓

حداقل و حداکثر فاصله میلگردها

در پی ها فاصله میلگردها نباید کمتر از 100 میلیمتر باشد← $100 \geq 100$ ✓

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

در پی ها فاصله میلگردها نباید بیشتر از 350 میلیمتر باشد← $100 < 350$ ✓

کنترل طول گیرایی

از مقطع بحرانی خمش تا انتهای میلگرد باید بزرگتر یا مساوی طول گیرایی در کشش گردد.

$$l_{d18} = \left(\frac{400}{1.1\sqrt{21}} \times \frac{1\times1\times1\times1}{1.5}\right) \times 22 = 1163.82\ mm\ > 300\ mm\ \checkmark \text{ O.K.}$$

طول گیرایی موجود $= 1125 - 175 = 950\ mm\ > 1163\ mm\ \times$

نیازی به طراحی خم می باشد، با استفاده از خم 90^0 طول بعد از خم خواهد شد:

$$l_{dh} = [0.25k_1k_2\beta\lambda\frac{fy}{\sqrt{fc}}]d_b$$

$$l_{dh27} = \left(0.25 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times \frac{400}{\sqrt{21}}\right) 22 = 480\ mm$$

آرماتورهای حرارتی

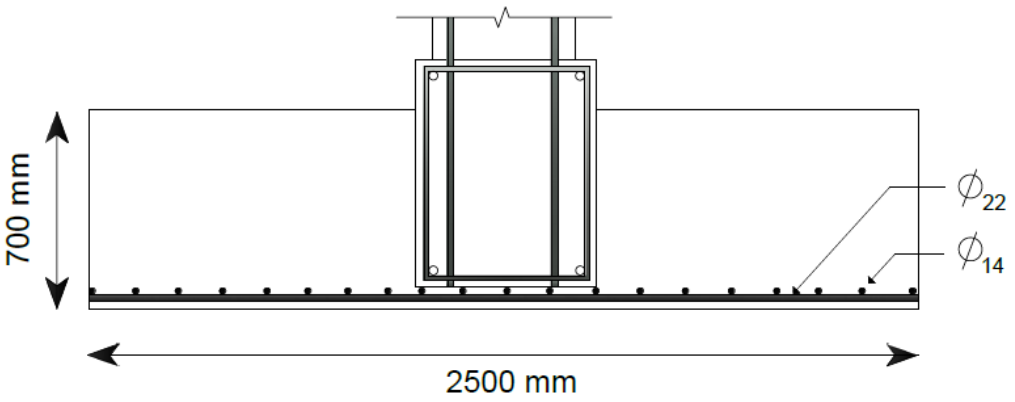
در امتداد طولی شالوده باید آرماتورهای حرارتی قرار گیرد($\rho = 0.0018$)

$$A_s = \rho bh = 0.0018 \times 1000 \times 700 = 1260\ mm^2$$

$$1260 = n \times 154 \ \rightarrow\ n = 9 \quad \therefore \quad use\emptyset_{14}@100$$

میلگرد خمشی و حرارتی هردو در قسمت تحتانی شالوده قرار می گیرند.

www.Prozhe.com



طراحی شالوده داخلی

طراحی شالوده میانی نیز درست همانند طراحی یک شالوده منفرد می باشد که تحت فشار رو به بالای q_u قرار دارد.

کنترل ضخامت بر مبنای احتیاجات برش پانچ (به فاصله d/2 از بر ستون)

$V_c \geq V_u$

$V_c = 0.4 \emptyset_c \sqrt{f_c} b_o d = 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{21} \times 3(350 + d)d$

$\therefore\ V_c = V_u \ \rightarrow\ 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{21} \times 3(400 + d)d = 327700\ N$

$\rightarrow\ d = 173.25\ mm + 60mm\ cover\ =\ 233.25\ mm\ \rightarrow h = 223.25\ mm$

در نتیجه ضخامت انتخابی مناسب می باشد.

محاسبات

کنترل ضخامت بر مبنای برش خمشی

$V_u = q_u\ (A_{efgh})$

داشتیم : $q_u = 147\ {}^{KN}/_{m^2}$

$V_u = 147 \times 0.465 \times 1.4 = 95.70\ KN$

$V_c = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{21} \times 1400 \times 640 = 492.71\ KN > V_u \quad \checkmark$

بنابر ملاحظات اجرایی(قالب بندی) و اقتصادی می توان هر دو شالوده را هم باد کرد یا از انجام این کار خودداری کرد. در اینجا ترجیح می دهم که عمق مؤثر و ارتفاع شالوده همان مشخصات پی در بر خارجی باشد.لذا:

$d = 640\ mm \quad \& \quad h = 700\ mm$

محاسبه سطح مقطع میلگردهای کششی

بر عنصر متکی بر پی = سطح بار گیر برای محاسبه تلاش خمشی

$M_u = 1.4 \times 147 \times 0.525 \times \frac{0.525}{2} = 28.36\ KN.m$

اولیه$A_s = [M_u/\emptyset_s f_y(0.85d)] = \frac{28360000}{0.85\times400\times0.85\times640} = 153.33\ mm^2$

$C = T \quad \rightarrow \quad 0.85 \times 0.6 \times 21 \times 1000 \times a = 0.85 \times 400 \times 153.33$

$\rightarrow \quad a = 4.86\ mm \qquad \rightarrow \frac{a}{2} = 2.43\ mm$

$A_s = \frac{28360000}{0.85\times400\times(640-2.43)} = 130.87\ mm^2$

$\rho = A_s/bd = 0.0020 < \rho_{max} \quad \checkmark$

www.Prozhe.com

تیری $\rho_{min} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$ ✓ دالی $\rho_{min} = 0.0018$

حداقل تیری $A_s = 0.0035 \times 1400 \times 640 = 3136\ mm^2$

$3136 = n \times 314 \rightarrow n = 10 \quad \therefore \ use 10 Ø_{20} @ 100$

حداقل قطر میلگردها

در پی ها قطر میلگردها نباید کمتر از 10 میلیمتر باشد $\leftarrow 10 < 20$ ✓

حداقل و حداکثر فاصله میلگردها

در پی ها فاصله میلگردها نباید کمتر از 100 میلیمتر باشد← $100 \geq 100$ ✓

در پی ها فاصله میلگردها نباید بیشتر از 350 میلیمتر باشد← $100 < 350$ ✓

میلگردهای طراحی شده در عمق مؤثر متوسط، در دو جهت متعامد و با فاصله یکسان توزیع خواهد شد.

طراحی تیر کلاف

طبق آیین نامه بتن ایران ممان اینرسی تیر کلاف باید 1 تا 2 برابر ممان اینرسی مقطع شالوده زیر بار برون محور در نظر گرفته شود.

شالوده $I = 1400 \times 700^3/12 = 4 \times 10^{10}$

کلاف $I = 750 \times 1000^3/12 = 6.25 \times 10^{10}$

$\frac{I \text{ کلاف}}{I \text{ شالوده}} = \frac{6.25}{4} = 1.56$ خوبست

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

تیر کلاف تیر تک دهانه ای خواهد بود که تحت فشار رو به بالای شالوده خارجی قرار دارد و توسط دو واکنش رو به پایین در محور ستون ها تکیه داده شده است. لنگر خمشی حداکثر در نزدیکی لبه داخلی شالوده به وجود می آید.

$$W = 2.5 \times 14$$

$$\sum M_{\circ} = 0 \quad \rightarrow 397.8 \times 3.7 - 4.25\, R_1 = 0$$

$$\rightarrow \; R_1 = 346.32 \; KN$$

$$\sum F_{y} = 0 \quad \rightarrow \; R_2 = 397.8 - 346.32 = 51.48 \; KN$$

با استناد به ارتفاع کلاف عمق مؤثر برابر $d = 900\ mm$ و با توجه به اطلاعات بدست آمده از نمودارهای صفحه آتی لنگر خمشی برابر خواهد بود با :

$$M_u = 162.18 \; KN.m$$

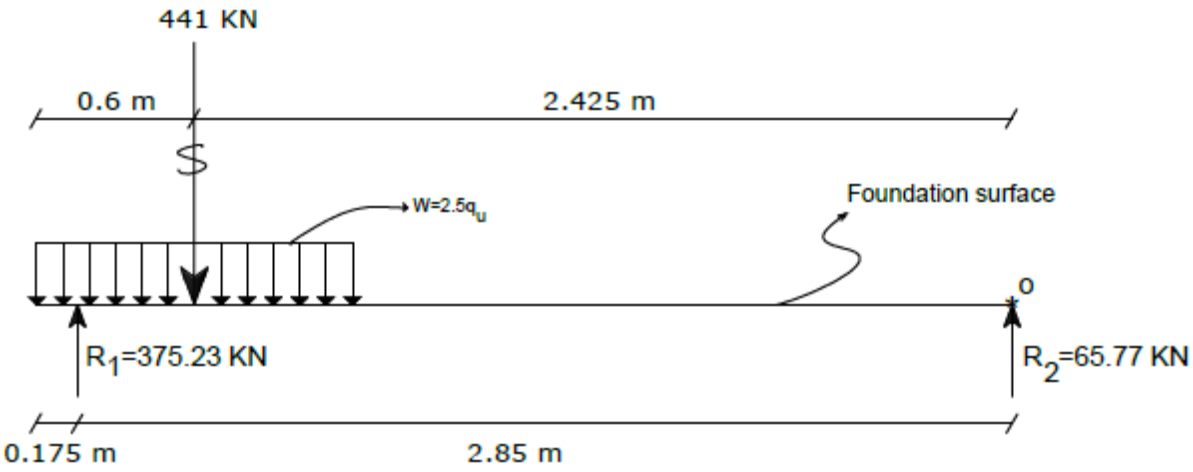
$$A_s = [M_u / \emptyset_s f_y (\, Jd)\,] = \frac{162180000}{0.85 \times 400 \times 0.9 \times 900} = 588.89 \; mm^2$$

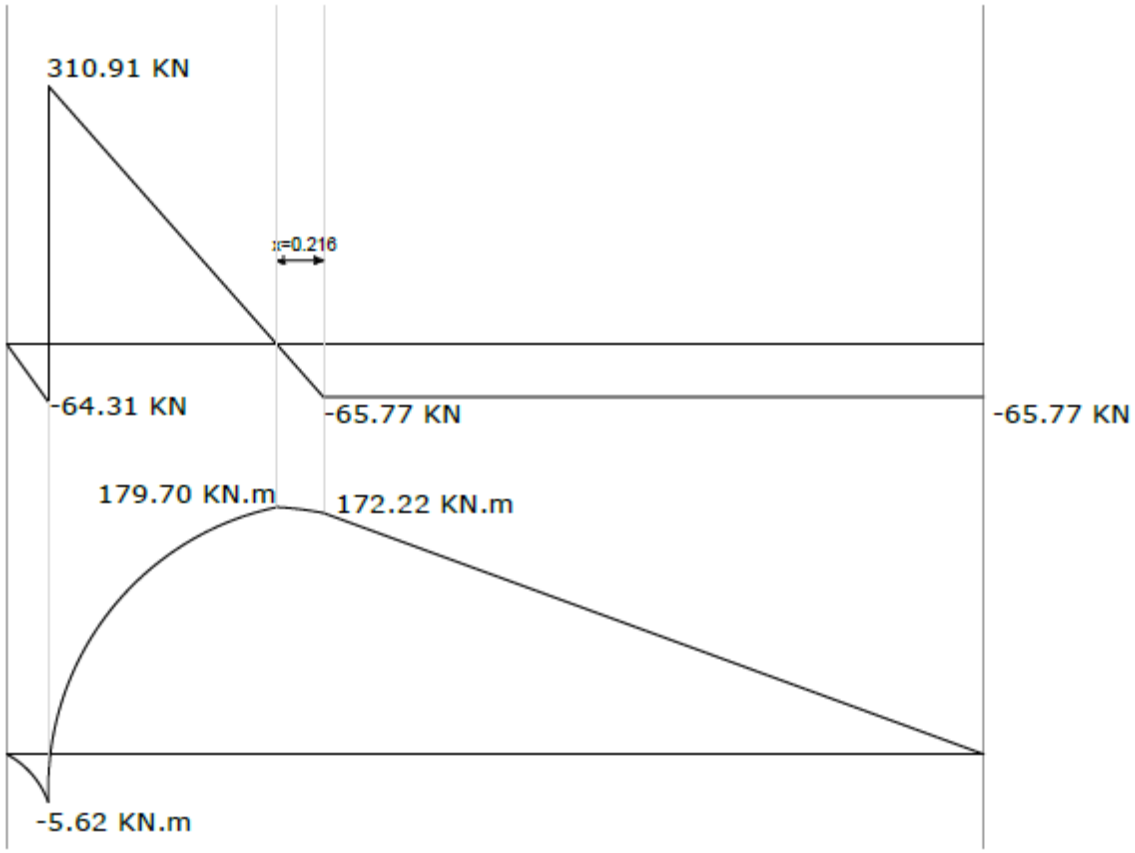
$$588.89 = \; n \times 154 \quad \rightarrow n = 4 \qquad \therefore use 4\emptyset_{14}$$

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات





www.Prozhe.com

طرح شالوده باسکولی برای ستون های خارجی A-4 و C-4 به همین منوال می باشد که شالوده منفرد طراحی شده برای ستون داخلی بر اساس ابعاد ماکزیمم به دست آمده از محاسبات فوق و مقادیر مذکور می باشد.

طراحی سقف تیرچه بلوک (کف طبقات)

سقفهای تیرچه بلوک دالهای یک طرفه ای می باشند که برای کاستن بار مرده آنها از بلوکهای سفالی یا فوم بلوک جهت پر کردن حجم خالی بین تیرچه ها استفاده می شود . این سقفها متشکل از سه بخش زیر است :

1) تیرچه هایی که در فواصل معین به موازات یکدیگر قرار می گیرند
2) بلوکهای توخالی که بین تیرچه ها قرار می گیرند
3) لایه بتنی که به ضخامت 50-100 میلیمتر روی تیرچه ها و بلوکها را می پو شاند

لازم به ذکر است که طراحی تیرچه ها بر اساس تیر مستطیلی صورت می گیرد.

ضوابط صحیح طراحی این نوع سقفها در نشریه شماره 82 دفتر تحقیقات سازمان برنامه ذکر شده است که با مراجعه به آن می توان سقفهایی سبک و مقاوم را طراحی نمود ، در ادامه به طراحی این نوع از سقفها می پردازیم

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

وزن کف سازی بنابر نتایج بارگذاری $= 505\ {}^{kg}/_{m^2}$

1) انتخاب ارتفاع اولیه سقف[۱۲]:

$$h_{\min} = \frac{l}{28} = \frac{5.30}{28} = 0.18\,m = 180mm$$

ضخامت دال $h_f = 50\ mm$

انتخابی $h = 180 + 50\ mm = 230\ mm \sim 250\ mm$

2) کنترل ضخامت لایه بتن روی بلوک ها:

$$L.L = 2\ kN/m^2$$

$$W_u = (1.25 \times 0.05 \times 24) + (1.25 \times 5.05) + (1.5 \times 2) = 10.81\ kN/m^2$$

$$M_u = W_u.L^2 / 12$$

L : فاصله خالص تیرچه ها

$$M_u = 10.81 \times 0.4^2 / 12 = 0.14\ kN.m/m$$

$$S = bh^2 / 6 = 1000 \times 50^2 / 6 = 0.416 \times 10^6\ mm^3$$

$$F_{ct} < 0.6 \times \Phi_c \times F_c^{1/2}$$

$$F_{ct} = M_u / S = (0.14 \times 10^6) / (0.416 \times 10^6) = 0.33$$

$$0.6 \times \Phi_c \times F_c^{1/2} = 0.6 \times 0.6 \times \sqrt{21} = 1.64$$

$$0.33 < 1.64 \quad \checkmark\ ok$$

3) طراحی تیرچه

[12]) Table 9-14-2

www.Prozhe.com

موضوع:

محاسبات

وزن مرده سقف تیرچه بلوک : $(0.05 \times 24) + (2 \times 0.03 \times 24) \times \left(8 \times \frac{0.15}{1}\right)$

$= 3.84\ {}^{KN}/_{m^2}$

وزن مرده کف سازی : $1.92\ {}^{KN}/_{m^2}$

$W_u = 1.25(3.84 + 1.92) + 1.5(2) = 10.2\ {}^{KN}/_{m^2}$

عرض بارگیری تیرچه = (عرض بلوک سمت چپ/2) + ضخامت تیرچه + (عرض بلوک سمت راست/2)

عرض بارگیری تیرچه = $10 + 20 + 20 = 50\ cm = 0.5\ m$

$q_u = 0.5 \times 10.2 = 5.1\ {}^{KN}/_{m^2}$

ناحیه لنگر منفی

$M_u^- = \frac{1}{11} q_u L_n^2 = \frac{1}{11} \times 5.1 \times 5.1^2 = 12.05\ KN.m$

$d = 250 - 35 = 215\ mm$

اولیه $A_s = \frac{12050000}{0.85 \times 400 \times (0.85 \times 215)} = 193.93\ mm^2$

$a = \frac{193.93 \times 0.85 \times 400}{0.85 \times 0.6 \times 21 \times 100} = 61.56\ mm$

$A_s^- = \frac{12050000}{0.85 \times 400 \times (215 - 30.78)} = 192.38\ mm^2 \quad \rightarrow use 1Ø_{16} = 201\ mm^2$

www.Prozhe.com

ناحیه لنگر مثبت

$$M_u^+ = \frac{1}{16} q_u L_n^2 = \frac{1}{16} \times 5.1 \times 5.1^2 = 8.29 \ KN.m$$

$$A_s = \frac{8290000}{0.85 \times 400 \times (0.85 \times 215)} = 133.41 \ mm^2$$

$$a = \frac{133.41 \times 0.85 \times 400}{0.85 \times 0.6 \times 21 \times 100} = 42.35 \ mm$$

$$A_s^+ = \frac{8290000}{0.85 \times 400 \times (215 - 21.17)} = 125.8 \ mm^2 \quad \rightarrow use 2Ø_{10} = 157 \ mm^2$$

4) کنترل برش

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

$$V_u = 0.575 q_u L_n - q_u d = 0.575 \times 5.1 \times 5.1 - 5.1 \times 0.215 = 13.85 \ KN$$

به دلیل وجود خرپای فولادی که اعضای قطری آنها کمی در مقابل برش مقاومت می کنند.نیروی برشی بتن را می توان 10 درصد بیشتر از معمول در نظر گرفت.[۱۳]

$$V_c = 1.1 \times 0.2 \times 0.6\sqrt{21} \times 100 \times 215 = 13 \ KN$$

$$V_c > V_u \quad \checkmark \quad O.K.$$

5) آرماتور حرارتی[۱۴]

$$A_s = \rho . b . h = 0.0018 \times 1000 \times 50 = 90 \ mm^2/m$$

$$\rightarrow \ use Ø_8 @ 200 \quad \therefore A_s = 5 \times 50.3 = 251.5 \ mm^2/m$$

[13]) 9-11-6-2-5

[14]) 9-15-4

www.Prozhe.com

6) کنترل روابط آیین نامه[15]

عرض تیرچه نباید کمتر از 100 میلیمتر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از سه و نیم برابر حداقل عرض آنها باشد. ✓ $250 < 3.5 \times 100 = 350$ & عرض فندوله $= 100\ mm$

فاصله آزاد بین تیرچه ها نباید بیشتر از 750 میلیمتر باشد. ✓ $500 < 750$

ضخامت دال بتنی نباید از یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه ها و نه از 50 میلیمتر کمتر اختیار گردد.[16]

$$h_f = 50\ mm > max \begin{cases} \frac{1}{12}\ L\ = \frac{400}{12} = 33.3\ mm & \checkmark \\ 50\ mm & \checkmark \end{cases}$$

مقدار آرماتورهای موجود در مقطع نباید از آرماتورهای حرارتی کمتر باشد.[17]

$\rho^{+} = A_s^{+}/bd = 157/(1000 \times 215) = 0.0073 > \rho$ حرارتی ✓

$\rho^{-} = A_s^{-}/bd = 201/(1000 \times 215) = 0.0093 > \rho$ حرارتی ✓

[15]) 9-11-6-2
[16]) 9-11-6-2-4 - الف
[17]) 9-11-6-2-4 - ب

www.Prozhe.com

منابع و مؤاخذ

1) مقررات ملی ساختمان/ نشر توسعه ایران،1388 /مبحث دهم"طرح و اجرای ساختمان های فولادی"

2) مقررات ملی ساختمان/ نشر توسعه ایران،1388 /مبحث نهم"طرح و اجرای ساختمان های بتن آرمه"

3) مقررات ملی ساختمان/ نشر توسعه ایران،1388 /مبحث ششم"بارهای وارد بر ساختمان"

4) آیین نامه زلزله 2800 /انتشارات سها دانش،1388 /شرحی بر طراحی ساختمانها در برابر زلزله/مهدی پرنا

5) طراحی ساختمان های فولادی(بر مبنای آیین نامه فولاد ایران)/انتشارات علم و ادب، 1387/دکتر شاپور طاحونی

6) بارگذاری سازه ها/انتشارات ارکان دانش،1389/دکتر داود مستوفی نژاد

7) تحلیل سازه ها/انتشارات جهاد دانشگاهی واحد صنعتی کبیر،1389/شاپور طاحونی-محمدرضا اخوان لیل آبادی

8) جداول اشتال/انتشارات سیمای دانش،1390/مارتا اشنایدر بورگر

9) طراحی ساختمان های بتن مسلح(بر مبنای آیین نامه بتن ایران)/انتشارات دانشگاه تهران،1389/دکتر شاپور طاحونی