

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

سازه های فولادی ۱ : طراحی برای ترکیب نیروها

مدرس : غلامرضا رزمگیر  
نیمسال اول ۹۴-۹۳

## ۱۰-۲-۷ الزامات طراحی اعضا برای ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی و ترکیب

### لنگر پیچشی با سایر نیروها

این بخش به الزامات طراحی اعضا تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی حول یکی از محورها یا هر دو محور با یا بدون لنگر پیچشی و نیز اعضای تحت اثر پیچش خالص می‌پردازد. مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد.

● ۱۰-۲-۷-۱ الزامات عمومی

● ۱۰-۲-۷-۲ اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی

● ۱۰-۲-۷-۳ اعضای با مقطع نامتقارن و سایر اعضا تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی

● ۱۰-۲-۷-۴ اعضای تحت اثر لنگر پیچشی و ترکیب پیچش، خمش، برش و با یا بدون نیروی محوری

● ۱۰-۲-۷-۵ گسیختگی بال‌های دارای سوراخ تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی

۱۰-۲-۷-۲ اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن تحت اثر همزمان نیروی محوری

و لنگر خمشی

۱۰-۲-۷-۲-۱ اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن تحت اثر همزمان لنگر خمشی و نیروی

محوری فشاری

اثر توأم لنگر خمشی و نیروی محوری فشاری حول یک یا هر دو محور X و Y در اعضای با مقطع

دارای یک یا دو محور تقارن با محدودیت  $0/9 \leq (I_{yc}/I_y) \leq 0/1$  که در آن  $I_y$  ممان اینرسی مقطع

کل و  $I_{yc}$  ممان اینرسی بال فشاری حول محور ضعیف Y می باشد، به شرح زیر تعیین می گردد:

$$\text{الف) برای } \frac{P_u}{P_c} \geq 0/2 :$$

(۱۰-۷-۲-۱)

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1/0$$

$$\text{ب) برای } \frac{P_u}{P_c} < 0.2$$

(۲-۷-۲-۱۰)

$$\frac{P_u}{\phi_c P_c} + \left( \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

که در آن:

$$P_u = \text{مقاومت فشاری مورد نیاز}$$

$$P_c = \phi_c P_n = \text{مقاومت فشاری طراحی}$$

$$\phi_c = \text{ضریب کاهش مقاومت در فشار مساوی } 0.9$$

$$M_{ux} = \text{مقاومت خمشی مورد نیاز نسبت به محور قوی X}$$

$$M_{uy} = \text{مقاومت خمشی مورد نیاز نسبت به محور ضعیف Y}$$

$$M_{cx} = \phi_b M_{nx} = \text{مقاومت خمشی طراحی نسبت به محور قوی X}$$

$$M_{cy} = \phi_b M_{ny} = \text{مقاومت خمشی طراحی نسبت به محور ضعیف Y}$$

$$\phi_b = \text{ضریب کاهش مقاومت برای خمش مساوی } 0.9$$

۱۰-۲-۷-۲-۲ اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن تحت اثر همزمان لنگر خمشی و

### نیروی محوری کششی

اثر توأم لنگر خمشی و نیروی محوری کششی حول یک یا هر دو محور X و Y در اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن با محدودیت  $0/1 \leq (I_{yc}/I_y) \leq 0/9$  که در آن ممان اینرسی مقطع کل و  $I_{yc}$  ممان اینرسی بال فشاری حول محور ضعیف Y می باشد، به شرح زیر تعیین می گردد.

$$\frac{P_u}{P_t} + \frac{\lambda}{9} \left( \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1/0$$

(۱۰-۲-۷-۳)

$$\frac{P_u}{\phi_t P_t} + \left( \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\therefore \frac{P_u}{P_t} < 0.72 \quad (\text{ب})$$

(۴-۷-۲-۱۰)

که در آن:

$P_u$  = مقاومت کششی مورد نیاز

$\phi_t P_n = P_t$  = مقاومت کششی طراحی

$\phi_t$  = ضریب کاهش مقاومت در کشش (مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۳)

$M_{ux}$  = مقاومت خمشی مورد نیاز نسبت به محور قوی X

$M_{uy}$  = مقاومت خمشی مورد نیاز نسبت به محور ضعیف Y

$\phi_b M_{nx} = M_{cx}$  = مقاومت خمشی طراحی نسبت به محور قوی X

$M_{ny} \phi_b = M_{cy}$  = مقاومت خمشی طراحی نسبت به محور ضعیف Y

$\phi_b$  = ضریب کاهش مقاومت برای خمش مساوی ۰/۹

۱۰-۲-۷-۲-۳ اعضای با مقطع نوردشده فشرده دارای دو محور تقارن تحت اثر همزمان نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی حول یک محور

برای اعضای با مقطع نورد شده فشرده دارای دو محور تقارن با  $(KL)_z \leq (KL)_y$  - که در آن  $(KL)_y$  مساوی طول موثر برای کمانش حول محور ضعیف  $y$  و  $(KL)_z$  مساوی طول موثر برای کمانش پیچشی است- تحت اثر همزمان نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی حول یک محور، به جای الزامات ارائه شده در بند ۱۰-۲-۷-۲-۱ می توان حالت های حدی کمانش در صفحه خمش و کمانش خارج از صفحه (یا کمانش پیچشی - جانبی) را به شرح زیر به طور جداگانه مورد توجه قرار داد.

الف) برای حالات حدی کمانش در صفحه خمش، از روابط ۱۰-۲-۷-۱ و ۱۰-۲-۷-۲ با فرض محاسبه  $P_c$ ،  $M_{ux}$  و  $M_{cx}$  در صفحه خمش، تعیین می گردد.

ب) برای حالات حدی کمانش خارج از صفحه:

$$\frac{P_u}{P_{cy}} \left[ 1/5 - 0/5 \frac{P_u}{P_{cy}} \right] + \left( \frac{M_{ux}}{C_b M_{cx}} \right)^2 = 1/0 \quad (10-2-7-6)$$

## ۱۰-۲-۷-۳ اعضای با مقطع نامتقارن و سایر اعضا تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی

الزامات این بند مربوط است به اثر توأم نیروی محوری و لنگر خمشی اعضای که مشمول الزامات بند ۱۰-۲-۷-۲ نمی‌شوند. استفاده از الزامات این بند به جای الزامات بند ۱۰-۲-۷-۲ برای هر نوع مقطع مجاز است.

$$\left| \frac{f_{ua}}{F_{ca}} + \frac{f_{ubw}}{F_{cbw}} + \frac{f_{ubz}}{F_{cbz}} \right| \leq 110 \quad (7-7-2-10)$$

که در آن:

$f_{ua}$  = تنش محوری مورد نیاز

$F_{ca}$  = تنش محوری طراحی طبق الزامات بخش ۱۰-۲-۳ برای اعضای کششی و بخش ۱۰-۲-۴ برای اعضای فشاری

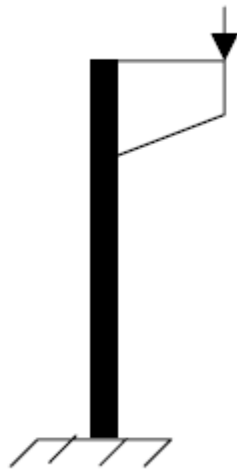
$f_{ubw}$ ،  $f_{ubz}$  = تنش‌های خمشی مورد نیاز

$F_{cbw}$ ،  $F_{cbz}$  = تنش‌های خمشی طراحی

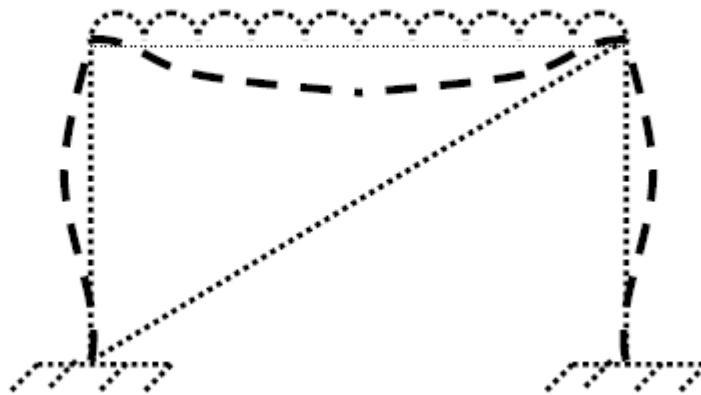
$W$  = زیرنویس مربوط به خمش حول محور اصلی قوی

$Z$  = زیرنویس مربوط به خمش حول محور اصلی ضعیف

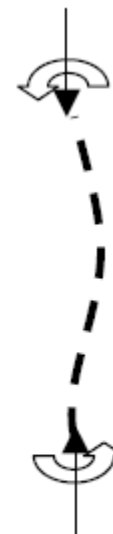




(a)



(b)



(c)

(a) When  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1-1a})$$

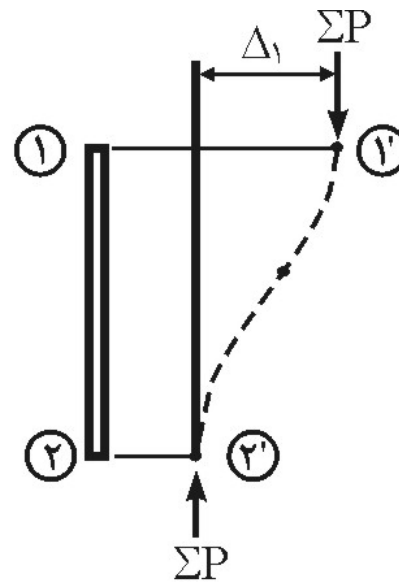
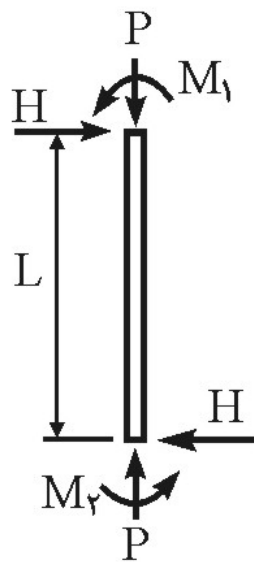
(b) When  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1-1b})$$

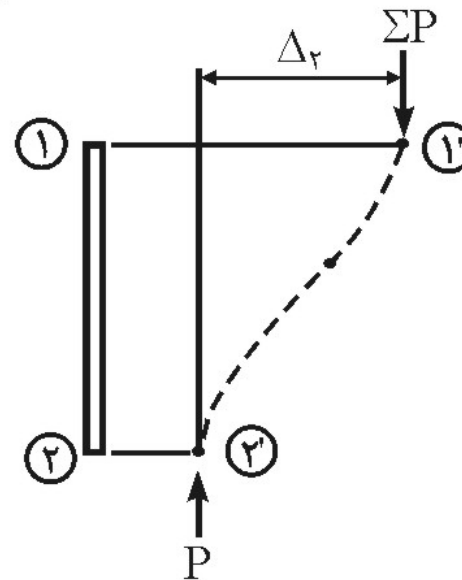
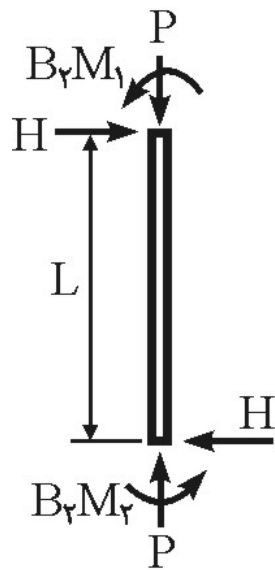
where

$P_r$  = required axial strength using LRFD or ASD load combinations, kips (N)

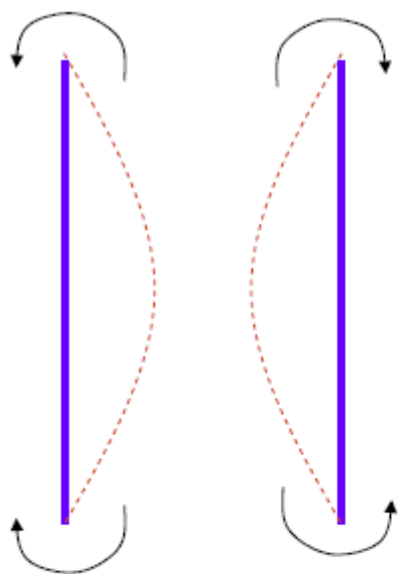
$P_c$  = available axial strength, kips (N)



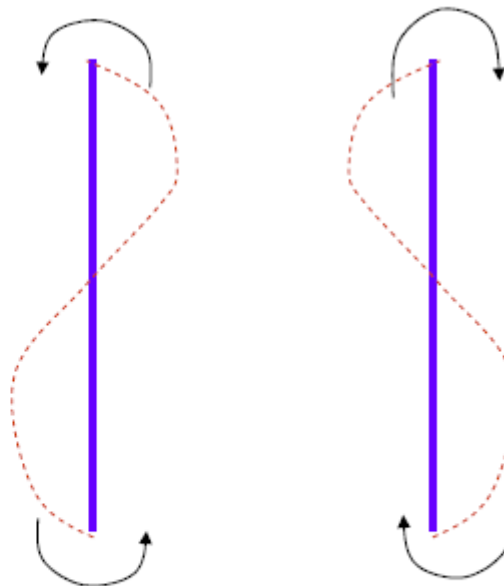
(الف) آثار مرتبه اول



(ب) آثار مرتبه دوم

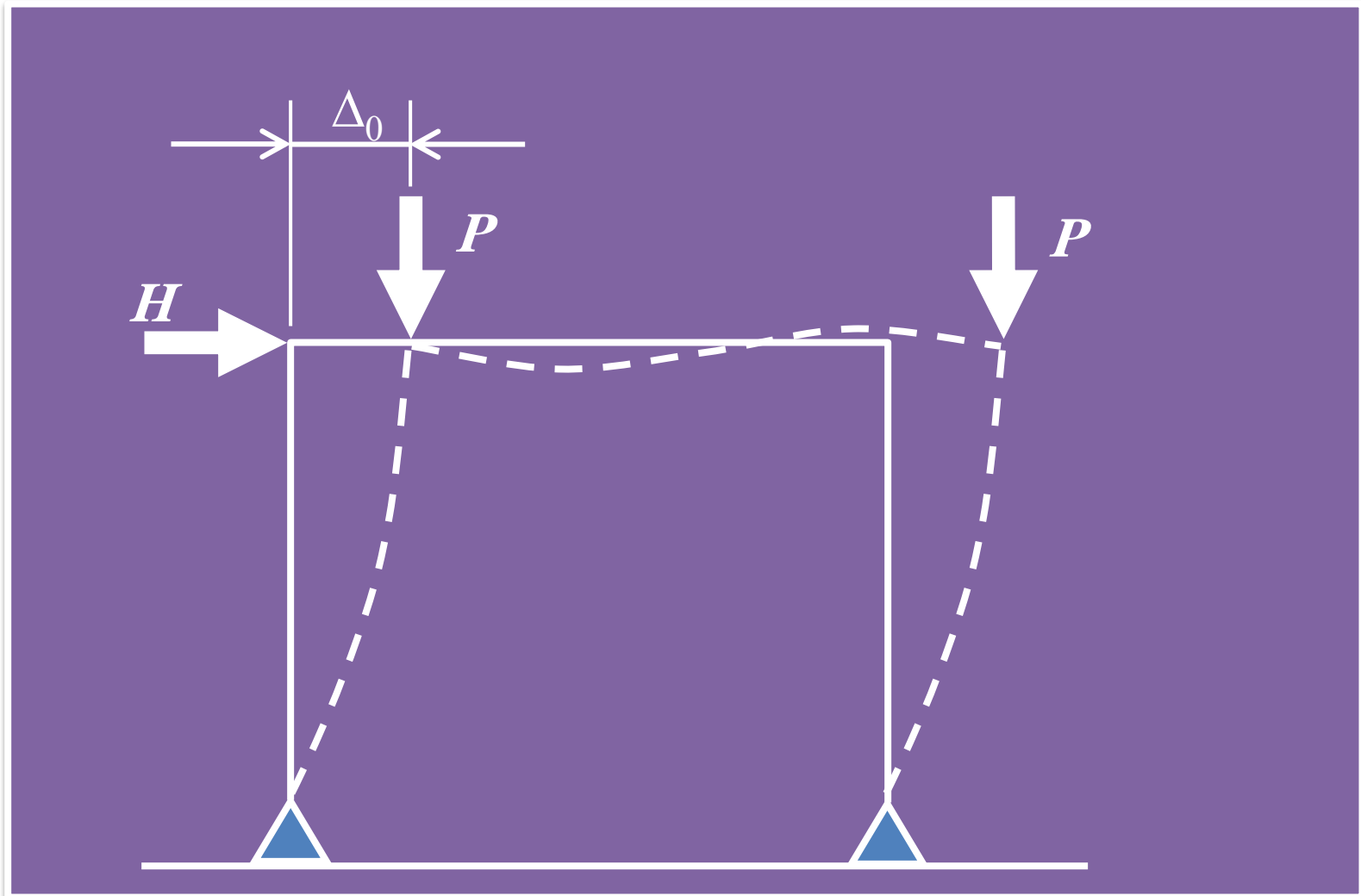


$$\frac{M_1}{M_2} < 0$$



$$\frac{M_1}{M_2} > 0$$

# Second Order Effects



Combined Forces Theory

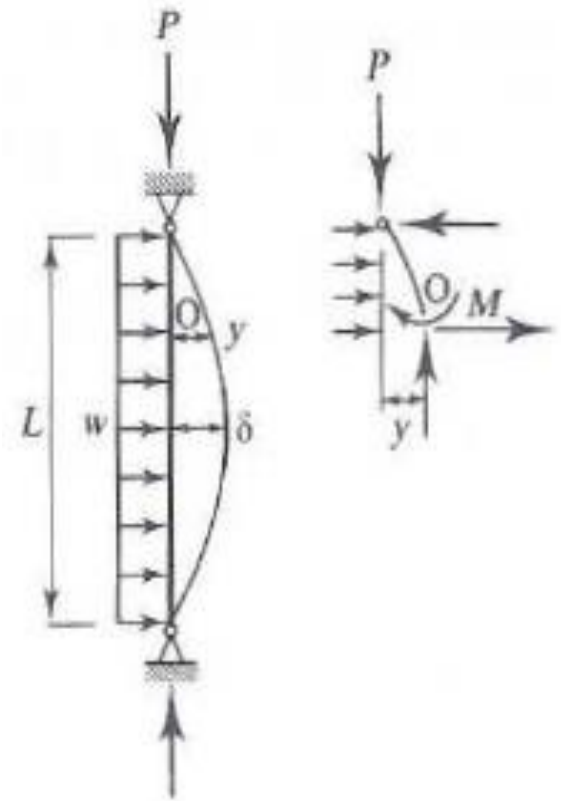
سازه های فولادی ۱ : طراحی برای ترکیب نیروها  
- رزمگیر پاییز ۹۳

The total moment =

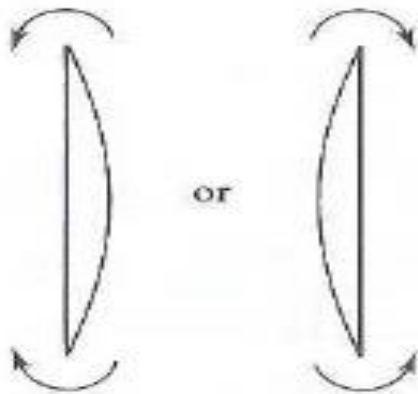
$$\frac{wL^2}{8} + P\delta$$

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

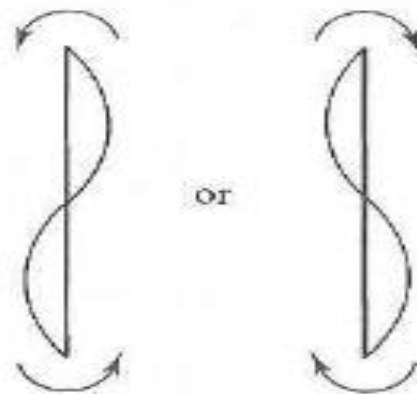
$$C_m = 0.6 - 0.4 \left[ \frac{M_1}{M_2} \right]$$



ضرایب تشدید



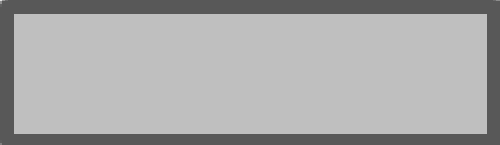
Negative  $M_1/M_2$




Positive  $M_1/M_2$

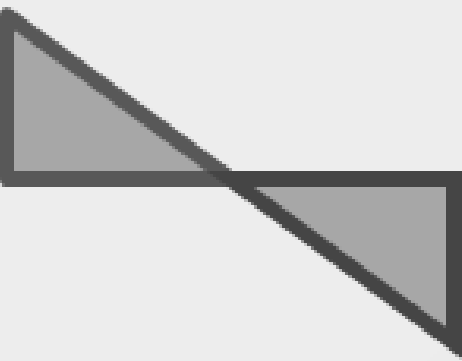
ساره های فولادی ۱ : ضراحی برای برحیب بیروها  
-رزمگیر پاییز ۹۳

## Amplified First Order Analysis

$M_1$    $M_2 = M_1$   $\frac{M_1}{M_2} = -1$   $C_m = 0.6 - 0.4(-1) = 1.0$

(largest possible value)

$M_1$    $\frac{M_1}{M_2} = 0$   $C_m = 0.6 - 0.4(0) = 0.6$

$M_1$    $M_2 = -M_1$   $\frac{M_1}{M_2} = +1$   $C_m = 0.6 - 0.4(+1) = 0.2$

(smallest possible value)

الف - اگر انتهای قطعه به گره صلب ختم شود  $C_m = 0.8$

ب - اگر دو انتهای قطعه به گره ساده ختم شود  $C_m = 1.0$

## Amplified First Order Analysis

$$B_1 = \left( \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \right) \geq 1$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L^2)}$$

$$B_2 = \left( \frac{1}{1 - \frac{\alpha \sum P_{story}}{\sum P_{estory}}} \right) \text{ or}$$

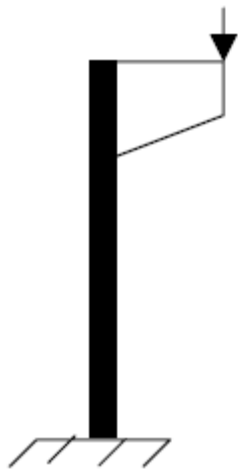
$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum \alpha (P_{story}) \Delta_H}{\sum HL \left( 1 - 0.15 \left( \frac{P_{mf}}{P_{story}} \right) \right)}}$$

$$P_{estory} = \frac{\pi^2 EI}{(K_2 L^2)}$$

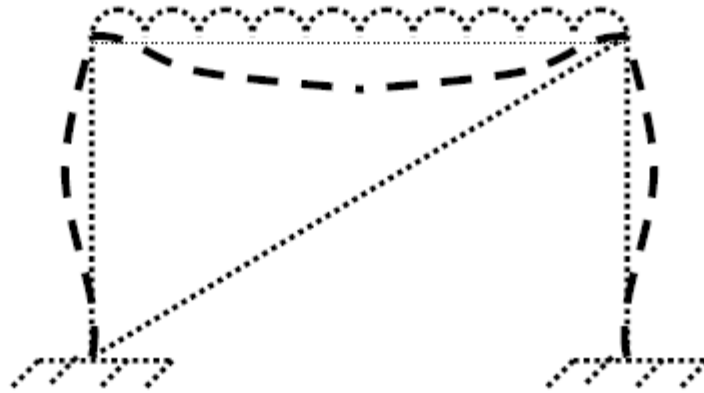
$\alpha=1$  for LRFD design

$\alpha=1.6$  for ASD design

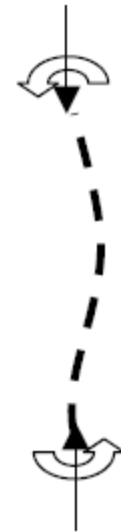




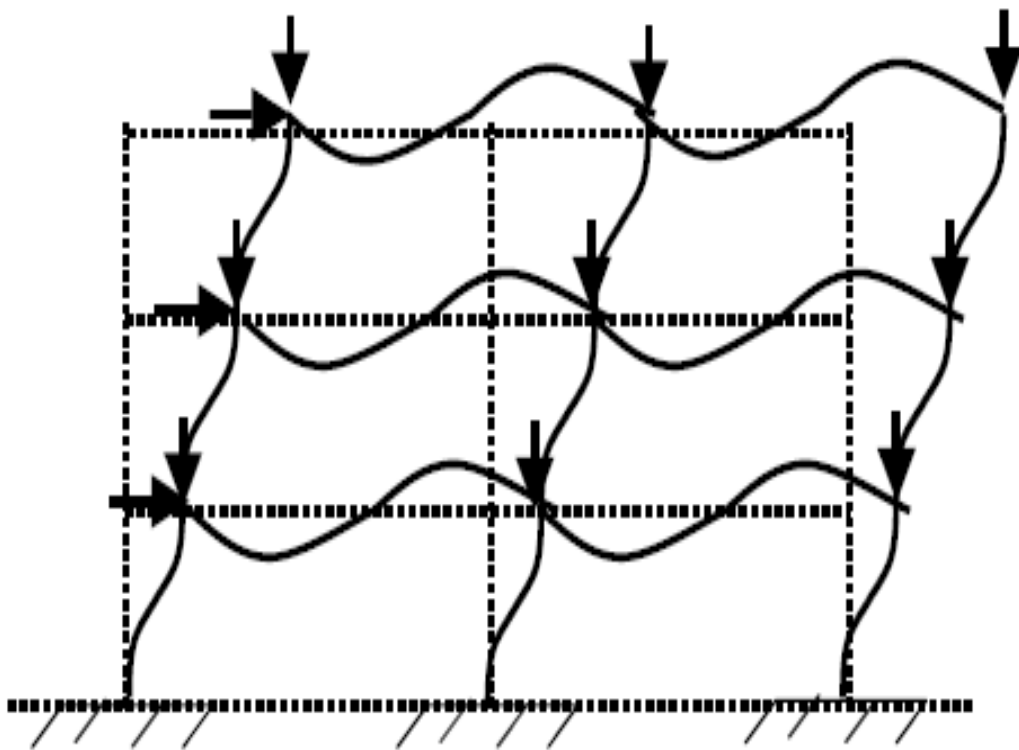
(a)



(b)



(c)



سازه های فولادی ۱ : طراحی برای ترکیب نیروها  
- رزمگیر پاییز ۹۳

# Beam-Columns

for  $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left[ \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0$$

*AISC Equation*

for  $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \leq 0.2$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left[ \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0$$

*AISC Equation*

# Beam-Columns

- Definitions

$P_u$  = factored axial compression load

$P_n$  = nominal compressive strength

$M_{ux}$  = factored bending moment in the x-axis, including second-order effects

$M_{nx}$  = nominal moment strength in the x-axis

$M_{uy}$  = same as  $M_{ux}$  except for the y-axis

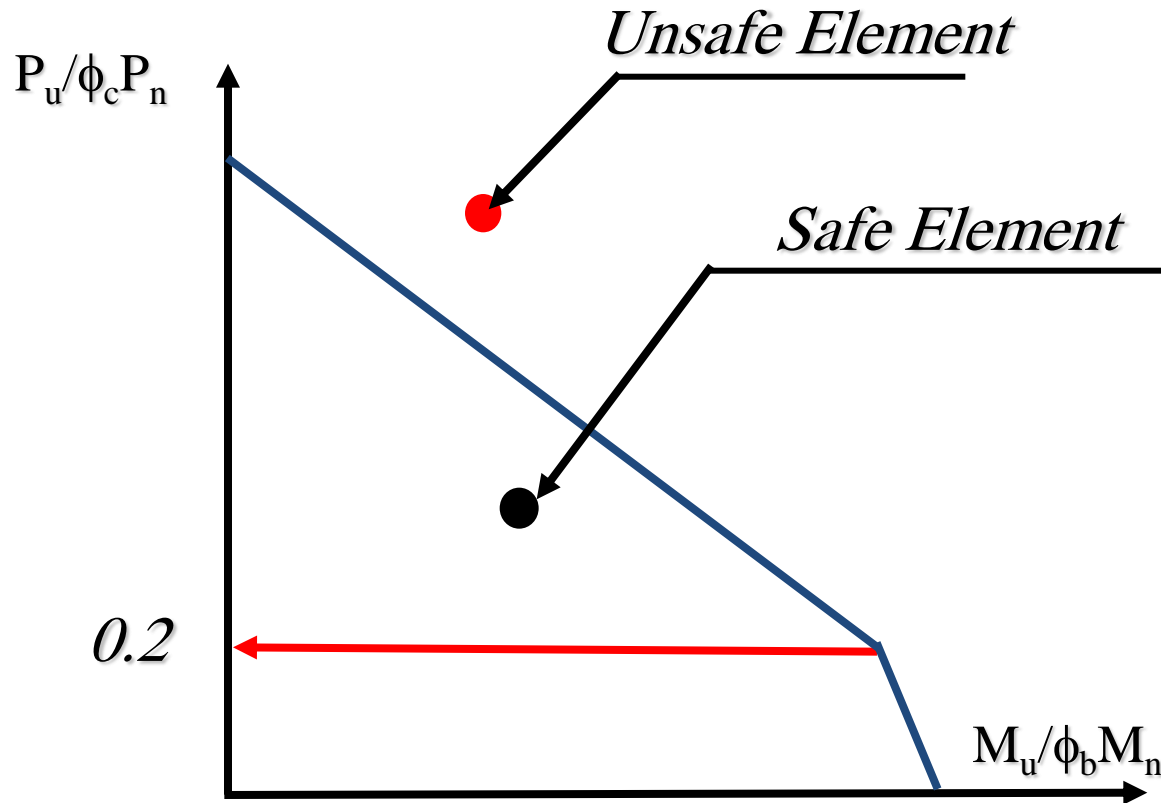
$M_{ny}$  = same as  $M_{nx}$  except for the y-axis

$\phi_c$  = Strength reduction factor for compression members = 0.90

$\phi_b$  = Strength reduction factor for flexural members = 0.90

# Beam-Columns

- The increase in slope for lightly axial-loaded columns represents the less effect of axial load compared to the heavily axial-loaded columns

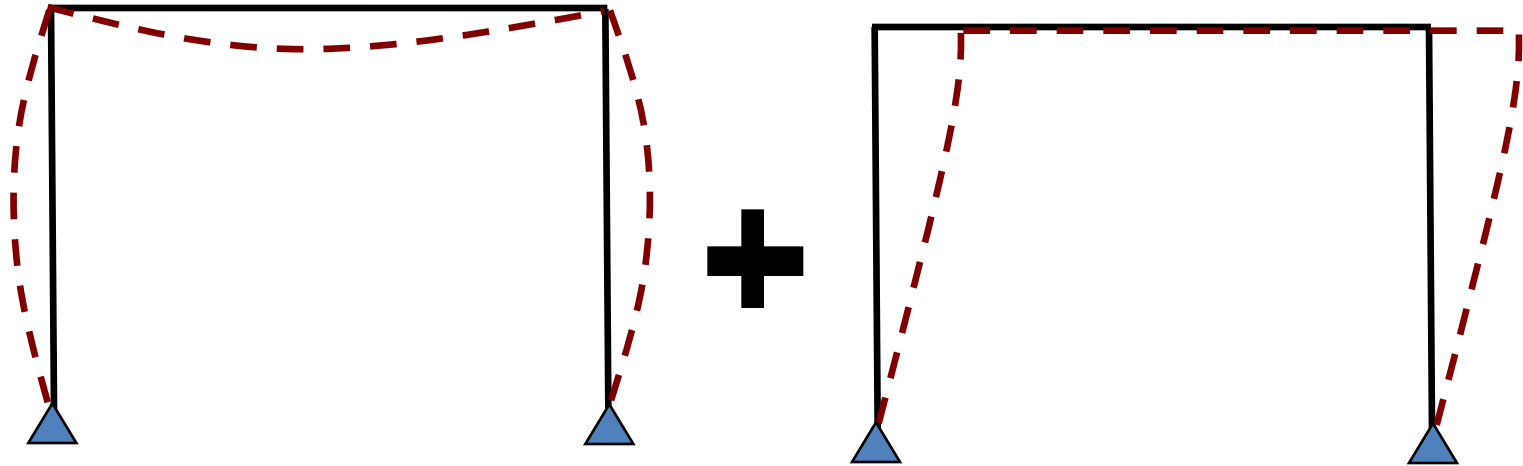


*These are design charts that are a bit conservative than behaviour envelopes*

# Braced and Unbraced Frames

- ❑ Two components of amplification moments can be observed in unbraced frames:
  - ❑ Moment due to member deflection (similar to braced frames)
  - ❑ Moment due to sidesway of the structure

## Unbraced Frames



Member deflection

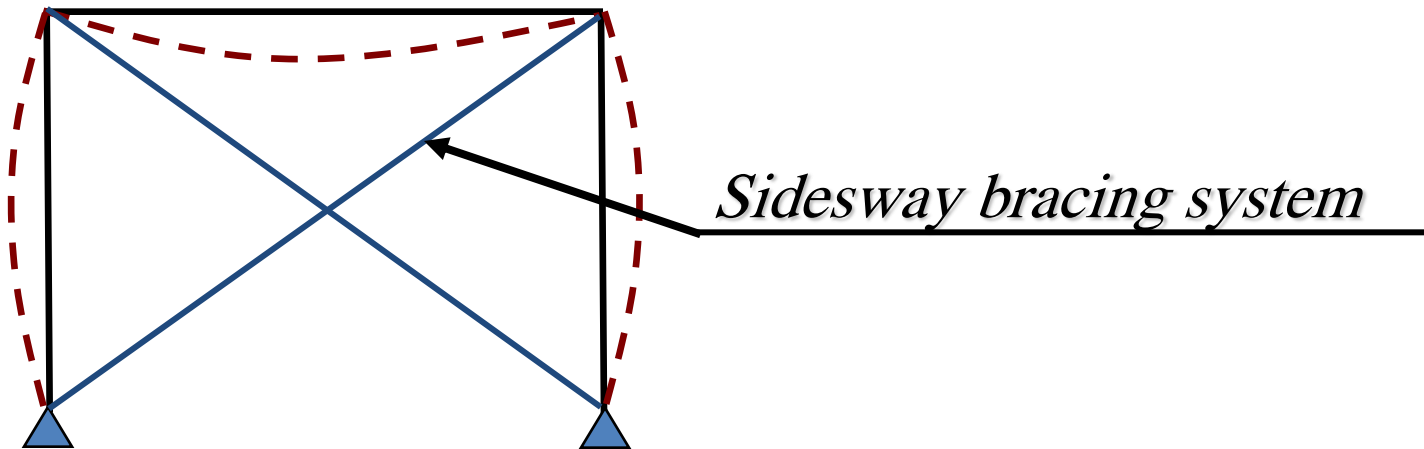
Member sidesway

سازه های فولادی ۱ : طراحی برای  
ترکیب نیروها - رزمگیر پاییز ۹۳

# Unbraced and Braced Frames

- In braced frames amplification moments can only happen due to member deflection

## Braced Frames

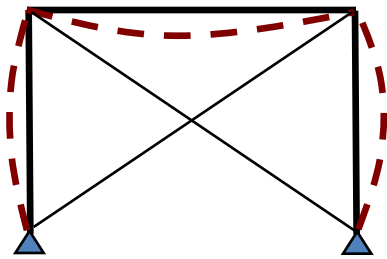


Member deflection

سازه های فولادی ۱ : طراحی برای  
ترکیب نیروها - رزمگیر پاییز ۹۳

# Unbraced and Braced Frames

- Braced frames are those frames prevented from sidesway.
- In this case the moment amplification equation can be simplified to:



$$M_{ux} = B_{1x} M_{ntx}$$

$$M_{uy} = B_{1y} M_{nty}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \left( \frac{P_u}{P_e} \right)} \geq 1$$

*AISC Equation*

$$P_e = \frac{\pi^2 EA_g}{(KL/r)^2}$$

- $KL/r$  for the axis of bending considered
- $K \leq 1.0$

سازه های فولادی ۱ : طراحی برای  
ترکیب نیروها - رزمگیر پاییز ۹۳

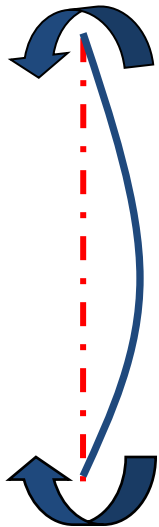


# Unbraced and Braced Frames

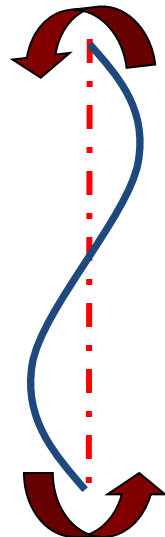
- The coefficient  $C_m$  is used to represent the effect of end moments on the maximum deflection along the element (only for braced frames)

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)$$

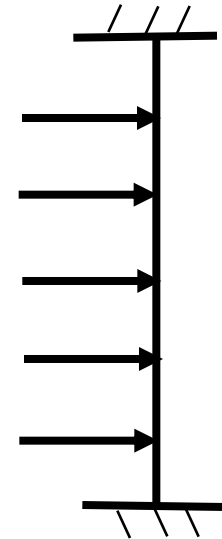
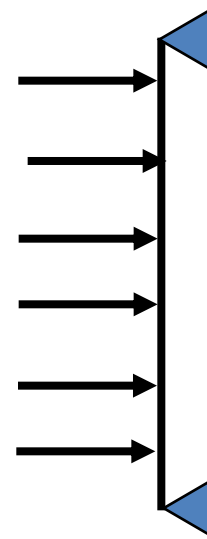
- When there is transverse loading on the beam either of the following case applies



$$\frac{M_1}{M_2} = -ve$$



$$\frac{M_1}{M_2} = +ve$$



$$\text{Conservatively } C_m = 1.00$$

سازه های فولادی ۱ : طراحی برای  
ترکیب نیروها - رزمگیر پاییز ۹۳

IPB	H	B	Tw	Tf	R	D	Hi	A	Ix	Sx	Rx	Zx	Iy	Sy	Ry	Zy
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>4</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(cm)	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>4</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(cm)	(cm <sup>3</sup> )
100	100	100	6.0	10.0	12	56.0	80.0	26.0	450	89.9	4.16	104.2	167	33.5	2.53	51.4
120	120	120	6.5	11.0	12	74.0	98.0	34.0	864	144.1	5.04	165.2	318	52.9	3.06	81.0
140	140	140	7.0	12.0	12	92.0	116.0	43.0	1509	215.6	5.93	245.4	550	78.5	3.58	119.8
160	160	160	8.0	13.0	15	104.0	134.0	54.3	2492	311.5	6.78	354.0	889	111.2	4.05	170.0
180	180	180	8.5	14.0	15	122.0	152.0	65.3	3831	425.7	7.66	481.5	1363	151.4	4.57	231.0
200	200	200	9.0	15.0	18	134.0	170.0	78.1	5697	569.7	8.54	642.6	2003	200.3	5.07	305.8
220	220	220	9.5	16.0	18	152.0	188.0	91.0	8091	735.6	9.43	827.1	2843	258.5	5.59	393.9
240	240	240	10.0	17.0	21	164.0	206.0	106.0	11260	938.3	10.31	1053.2	3923	326.9	6.08	498.4
260	260	260	10.0	17.5	24	177.0	225.0	118.5	14921	1147.7	11.22	1283.0	5135	395.0	6.58	602.3
280	280	280	10.5	18.0	24	196.0	244.0	131.4	19272	1376.5	12.11	1534.5	6595	471.0	7.08	717.6
300	300	300	11.0	19.0	27	208.0	262.0	149.1	25168	1677.8	12.99	1868.8	8563	570.9	7.58	870.1
320	320	300	11.5	20.5	27	225.0	279.0	161.4	30826	1926.6	13.82	2149.4	9239	615.9	7.57	939.1
340	340	300	12.0	21.5	27	243.0	297.0	170.9	36659	2156.4	14.65	2408.3	9690	646.0	7.53	985.7
360	360	300	12.5	22.5	27	261.0	315.0	180.6	43196	2399.8	15.46	2683.2	10141	676.1	7.49	1032.5
400	400	300	13.5	24.0	27	298.0	352.0	197.8	57684	2884.2	17.08	3231.9	10819	721.3	7.40	1104.0
450	450	300	14.0	26.0	27	344.0	398.0	218.0	79892	3550.8	19.14	3982.6	11721	781.4	7.33	1197.7
500	500	300	14.5	28.0	27	390.0	444.0	238.6	107181	4287.3	21.19	4814.8	12624	841.6	7.27	1291.7
550	550	300	15.0	29.0	27	438.0	492.0	254.1	136698	4970.8	23.20	5590.9	13077	871.8	7.17	1341.2
600	600	300	15.5	30.0	27	486.0	540.0	270.0	171050	5701.7	25.17	6425.4	13530	902.0	7.08	1391.1

سازه های فولادی ۱ : طراحی برای ترکیب نیروها  
- رزمگیر پاییز ۹۳

طراحی تیر - ستون در قابهای مهارشده:  
یک مقطع IPB300 برای نیروهای زیر در نظر گرفته شده است  
مناسب بودن این مقطع را بررسی کنید.

$$P_u = 320 \text{ kN and } M_{ux} = 240 \text{ kN.m , } L_c=3.6\text{m } K_x=K_y=1.0$$

**Step I:** From Section Property Table

$$\text{IPB300: } (A = 149.1\text{m}^2, I_x = 25168\text{cm}^4, Z_x = 1869 \text{ cm}^3, \\ S_x = 1678 \text{ cm}^3, r_y = 7.58 \text{ cm}, L_p = 3.91\text{m}, L_r = 18.53\text{m} )$$

$$K_x L_x = K_y L_y = (1.0)(3.6) = 3.6 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{K.L}{r} = \frac{1 \times 360}{7.58} = 47.49 \Rightarrow F_{cr} = 210 \text{ Mpa}$$

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 149.1 \times 10^2 \times 210 \times 10^{-3} = 2818 \text{ KN}$$

$$L_p > L_b \Rightarrow \phi_b M_n = \phi_b Z \cdot F_y$$

$$P_u / \phi_c P_n = 320 / 2818 = 0.1136 < 0.2$$

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \leq 0.2$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left[ \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0$$

$$\phi_b M_{nx} = \phi_b Z_x \cdot F_y$$

$$\phi_b M_{nx} = 0.9 \times 1869 \times 10^3 \times 235 \times 10^{-6} = 395.3 \text{ KN.m}$$

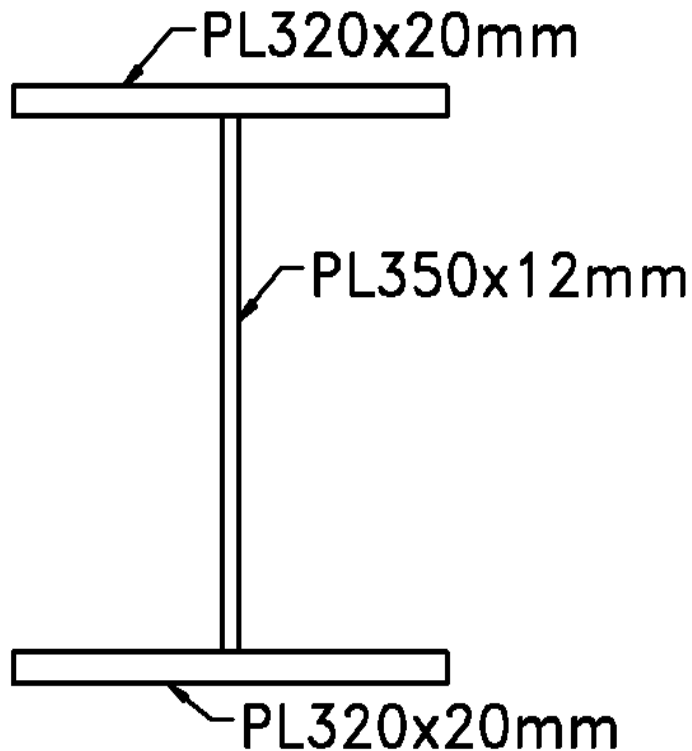
$$\frac{320}{2 * 2818} + \left[ \frac{340}{395.3} + 0 \right] = 0.057 + 0.86 = 0.917 \leq 1.0 \text{ OK}$$

## Ex. - Analysis of Beam-Column

$$P_u = 1500 \text{ kN and } M_{Ux} = 350 \text{ kN.m}$$

$$L_c = 3.6 \text{ m and}$$

$$K_x = K_y = 1.0$$



$$A = 167.6 \text{ cm}^2$$

$$Z_x = 2566.7 \text{ cm}^3$$

$$R_y = 8.075 \text{ cm}$$

## Ex. - Analysis of Beam-Column

- **Step I:** Compute the capacities of the beam-column

$$\phi_c P_n = 3137 \text{ kN}$$

$$\phi M_{nx} = 543 \text{ kN.m}$$

$$A = 167.6 \text{ cm}^2$$

$$Z_x = 2566.7 \text{ cm}^3$$

$$R_y = 8.075 \text{ cm}$$

- **Step II:** Check combined effect

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{1500}{3137} = 0.478 > 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = \frac{1500}{3137} + \frac{8}{9} \left( \frac{300}{543} + 0 \right) = 0.969 < 1.0$$

IPB	$Z_x$ $cm^3$	$\phi_b = 0.9 \quad F_y = 2333 \frac{kg}{cm^2}$					$\phi_b = 0.9 \quad F_y = 2400 \frac{kg}{cm^2}$				
		$\phi_b M_p$ $t.m$	$\phi_b M_r$ $t.m$	$L_p$ $m$	$L_r$ $m$	$BF$ $t$	$\phi_b M_p$ $t.m$	$\phi_b M_r$ $t.m$	$L_p$ $m$	$L_r$ $m$	$BF$ $t$
100	104.2	2.188	1.323	1.30	10.36	0.095	2.251	1.361	1.29	10.08	0.101
120	165.2	3.469	2.116	1.58	11.30	0.139	3.568	2.177	1.55	10.99	0.147
140	246	5.165	3.175	1.84	12.19	0.192	5.314	3.266	1.82	11.86	0.204
160	354	7.433	4.571	2.09	13.12	0.259	7.646	4.702	2.06	12.77	0.275
180	482	10.121	6.261	2.35	14.08	0.329	10.411	6.441	2.32	13.69	0.349
200	642	13.480	8.378	2.61	14.92	0.414	13.867	8.618	2.58	14.52	0.440
220	828	17.386	10.818	2.88	15.92	0.504	17.885	11.128	2.84	15.49	0.534
240	1054	22.131	13.787	3.13	16.84	0.609	22.766	14.183	3.09	16.38	0.646
260	1282	26.918	16.903	3.39	17.08	0.732	27.691	17.388	3.34	16.63	0.775
280	1534	32.209	20.283	3.65	17.62	0.854	33.134	20.866	3.60	17.16	0.905
300	1868	39.222	24.692	3.91	18.53	0.994	40.349	25.402	3.85	18.05	1.053
320	2140	44.934	28.367	3.90	18.72	1.118	46.224	29.182	3.85	18.23	1.185
340	2400	50.393	31.747	3.88	18.48	1.277	51.840	32.659	3.83	18.00	1.354
360	2680	56.272	35.275	3.86	18.26	1.458	57.888	36.288	3.81	17.78	1.546
400	3240	68.030	42.330	3.81	17.54	1.872	69.984	43.546	3.76	17.09	1.983
450	3980	83.568	52.178	3.78	16.80	2.411	85.968	53.676	3.72	16.37	2.553
500	4820	101.206	63.054	3.75	16.23	3.057	104.112	64.865	3.69	15.82	3.236

# Analysis of Beam-Column

## ترکیب نیروی محوری کششی و لنگر خمشی

- Step I: Compute the capacities of the beam-column

- *IPB300:*

- $A=149,1 \text{ cm}^2, Z_x=1869\text{cm}^3, Z_y=870\text{cm}^3$

- $R_x=13, R_y=7.6$

$$\phi_t P_n = 0.9 \times 149.1 \times 235 = 4577 \text{ kN}$$

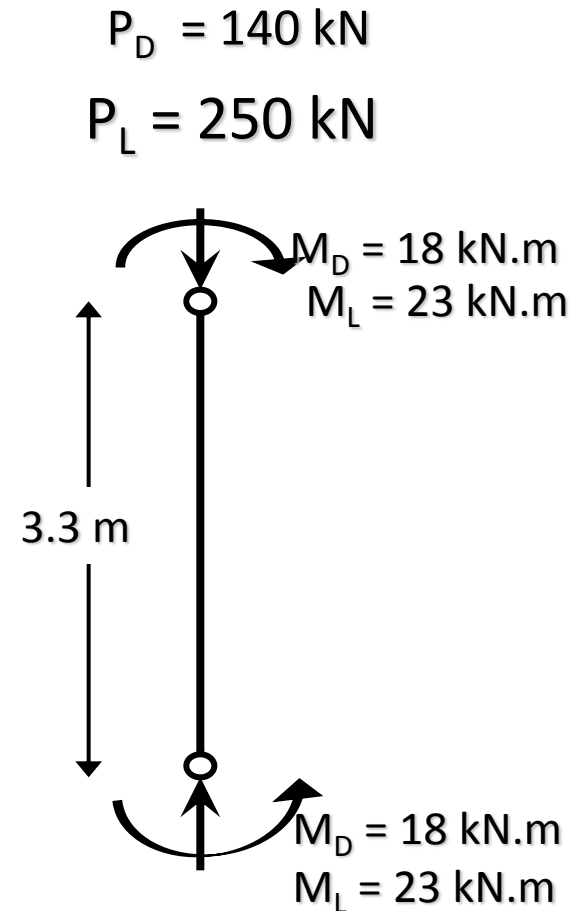
$$\phi M_{nx} = 790 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_{ny} = 380 \text{ kN.m}$$



# مطلوب است طراحی تیر - ستون شکل زیر از زوج پروفیل IPE

- Select a I shape of ST37 steel for the beam-column of the following figure. This member is part of a braced frame and is subjected to the service-load axial force and bending moments shown (the end shears are not shown). Bending is about the strong axis, and  $K_x = K_y = 1.0$ . Lateral support is provided only at the ends.



## Ex. – Design-Beam Column

- **Step I:** Compute the factored axial load and bending moments

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2(140) + 1.6(250) = 568 \text{ kN.}$$

$$M_{ux} = 1.2M_D + 1.6M_L = 1.2(18) + 1.6(23) = 58.4 \text{ kN.m.}$$

**Step II:** compute  $\phi M_{nx}$ ,  $\phi P_n$

- The effective length for compression and the unbraced length for bending are the same =  $KL = L_b = 3.3 \text{ m.}$
- The bending is uniform over the unbraced length , so  $C_b=1.0$
- Try a 2IPE240:  $L_p=3.36\text{m} > L_b$
- with  $\phi P_n = 0.9 * 207 * 7820 = 1457 \text{ kN}$  and  $\phi M_{nx} = 146 \text{ kN.m}$

Properties

2IPE240

Base Material STEEL

Axis Angle 90

A	78.2
J	3217.0167
I33	7784.
I22	3383.2
I23	0.
AS2	29.4194
AS3	36.7633
S33(+face)	648.6667
S33(-face)	648.6667
S22(+face)	281.9333
S22(-face)	281.9333
Z33	692.0165
Z22	446.2176
r33	9.977
r22	6.5775
Xcg	-1.692E-19
Ycg	0.
Xpna	0.
Ypna	0.

OK

۱ : طراحی برای ترکیب نیروها  
 - زمانگیر باینز ۹۳

- **Step III: Check interaction equation**

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{568}{1457} = 0.3898 > 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = \frac{568}{1457} + \frac{8}{9} \left( \frac{58.4}{146} + 0 \right) = 0.745 < 1.0$$

- **Step IV: Make sure that this is the lightest possible section.**
- Try a 2IPE220:  $L_p = 3.1\text{m} < L_b$
- with  $\phi P_n = 0.9 * 202 * 6680 = 1214$  kN and  $\phi M_{nx} = 116$  kN.m

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{568}{1214} = 0.468 > 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = \frac{568}{1214} + \frac{8}{9} \left( \frac{58.4}{116} + 0 \right) = 0.915 < 1.0$$

**OK**

➔ **Use a 2IPE220**

سازه های فولادی ۱ : طراحی برای  
ترکیب نیروها - رزمگیر پاییز ۹۳

۱- مطلوب است طراحی ستونی از مقطع IPB برای نیروی های زیر :

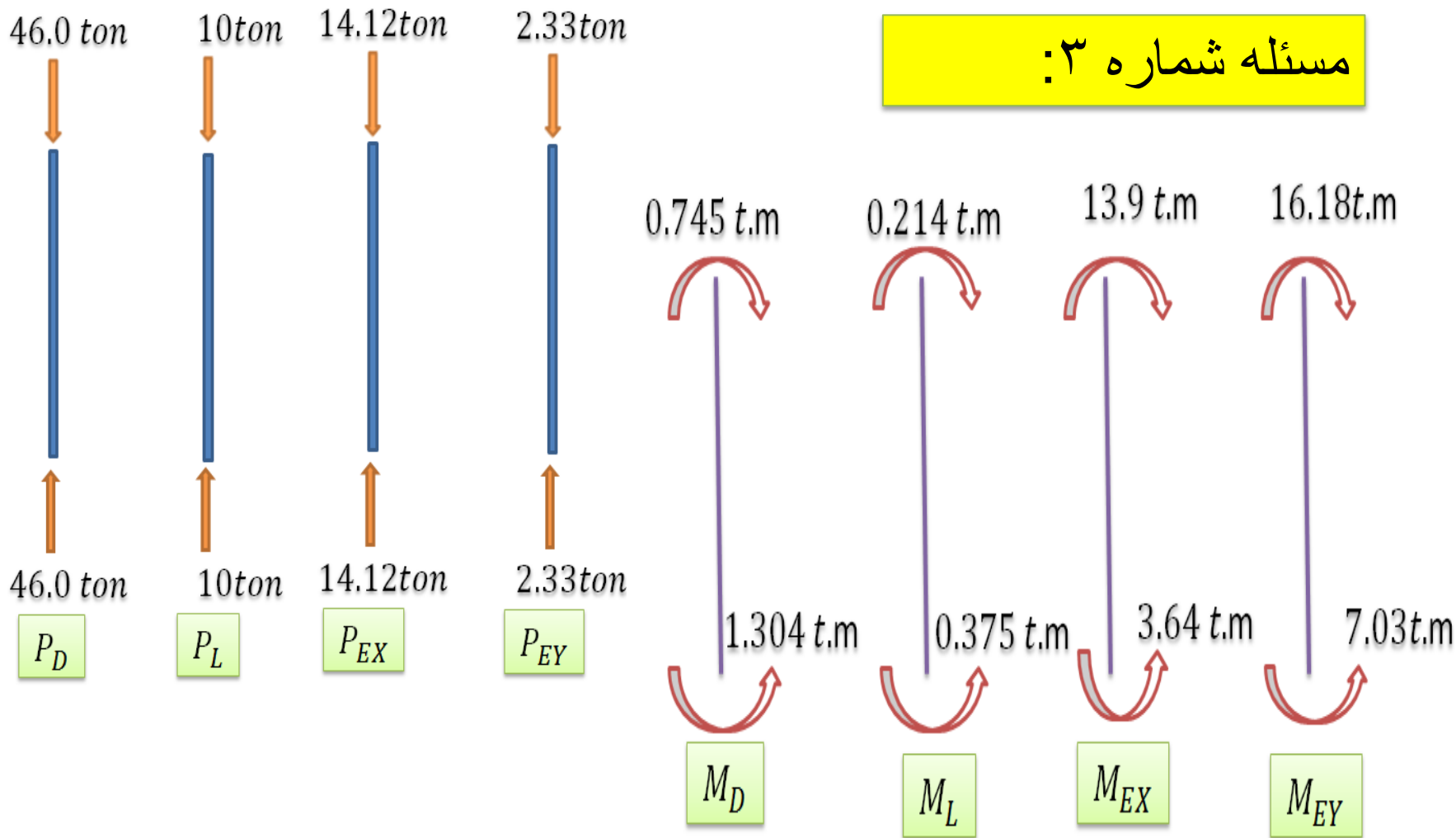
$$P_U = 2200\text{KN}, M_{UX} = 400\text{KN.m},$$

$$K_x = 1.5, K_y = 1.0$$

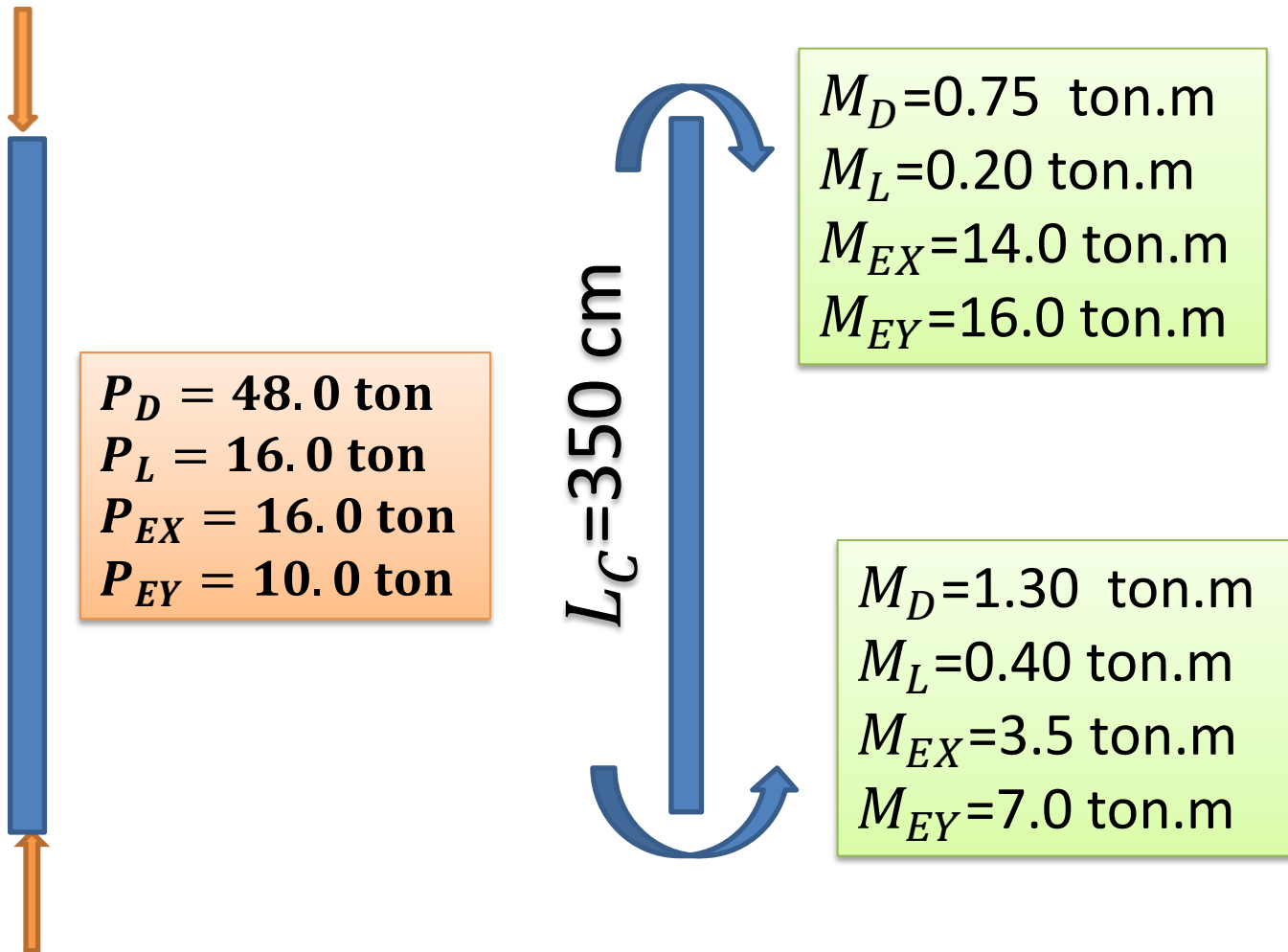
$$L_C = 4.20\text{m}$$

۲- مطلوب است طراحی ستون مسئله شماره ۱ از مقطع زوج پروفیل متصل بهم از نیمرخ IPE

مسئله شماره ۳:



از مقادیر لنگر خمشی ناشی از بار های ثقیلی حول محور  $\gamma$  صرفنظر شده است .



مسئله شماره ۵:

$$M_D = 1.30 \text{ ton.m}$$

$$M_L = 0.40 \text{ ton.m}$$

$$M_{EX} = 14.0 \text{ ton.m}$$

$$M_{EY} = 16.0 \text{ ton.m}$$

$$P_D = 48.0 \text{ ton}$$

$$P_L = 16.0 \text{ ton}$$

$$P_{EX} = 16.0 \text{ ton}$$

$$P_{EY} = 10.0 \text{ ton}$$

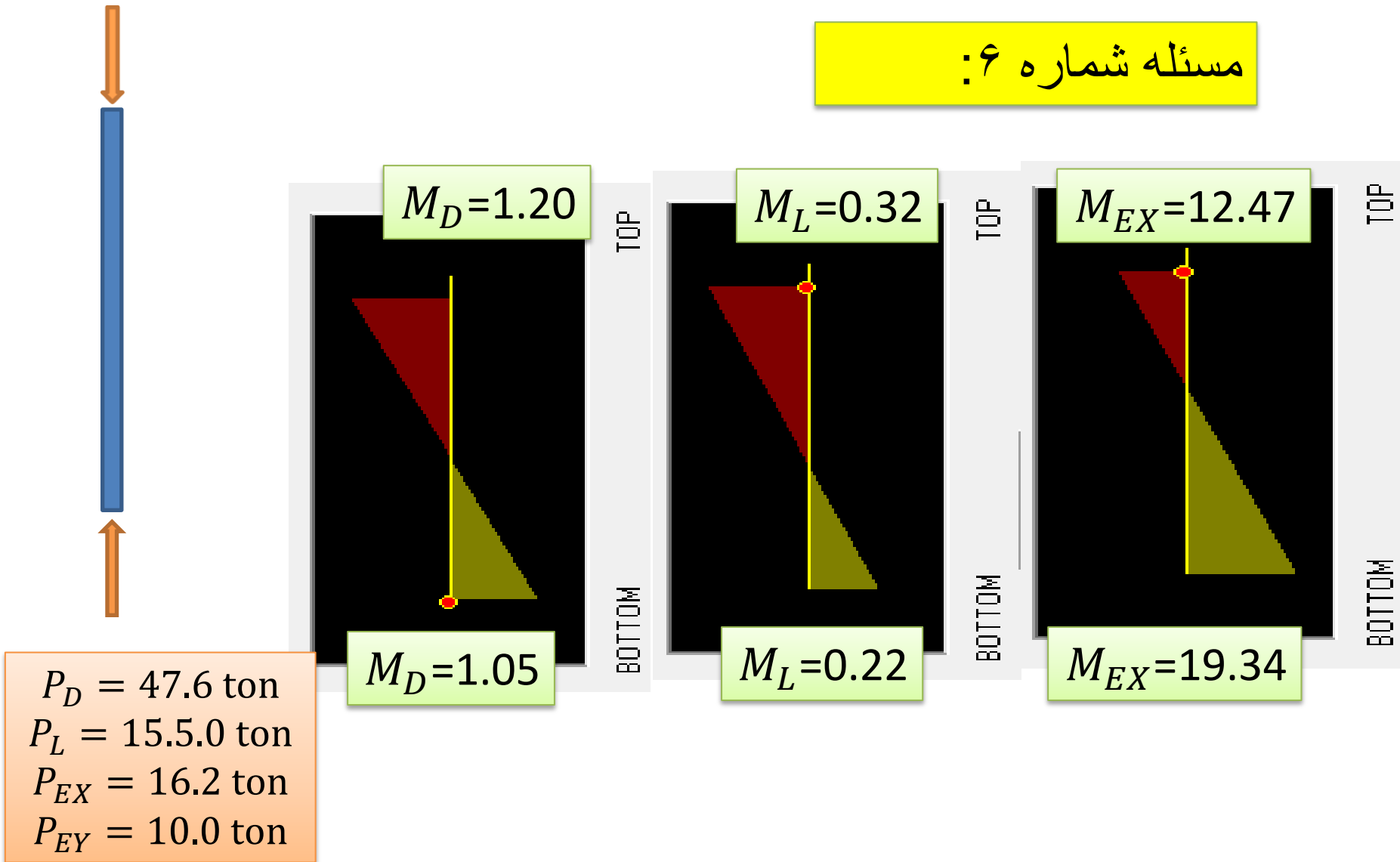
$$P_u = 1.2P_D + P_L + P_E = 1.2(48) + (16) + (16) = 89.6 \text{ ton}$$

$$M_{UX} = 1.2 * (1.3) + 0.4 + 14.0 = 15.96 \text{ ton.m}$$

$$M_{UY} = 1.2 * (1.3) + 0.4 + 16.0 = 17.96 \text{ ton.m}$$

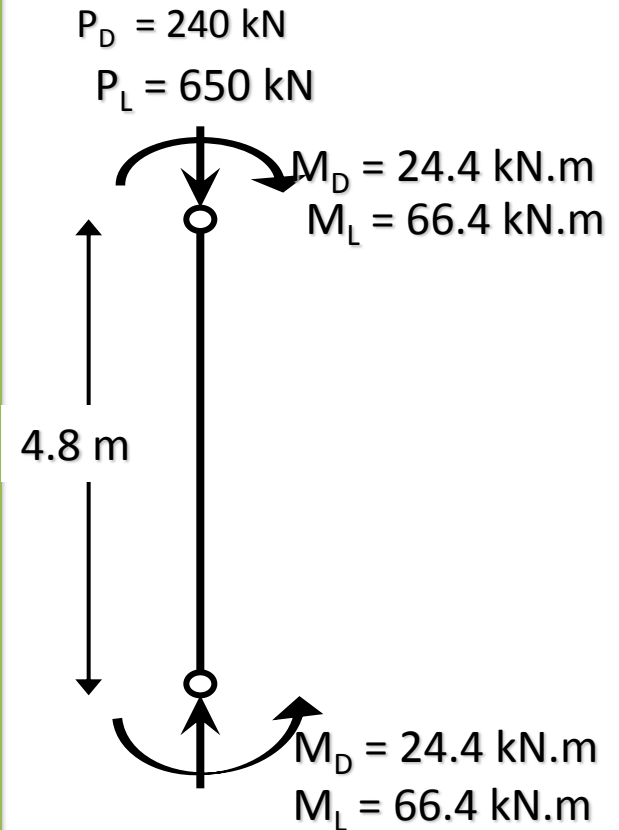


# مسئله شماره ۶:



## مسئله شماره ۷:

- Select a I shape of ST37 steel for the beam-column of the following figure. This member is part of a braced frame and is subjected to the service-load axial force and bending moments shown (the end shears are not shown). Bending is about the strong axis, and  $K_x = 1.5$ ,  $K_y = 1.0$ . Lateral support is provided only at the ends.



## Elastic Buckling

- $\frac{Kl}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
- $F_e = \frac{\pi^2 E}{(kl/r)^2}$
- $F_{cr} = 0.877 F_e$
- $\phi_c P_n = 0.9 F_{cr} A_g$

## Inelastic Buckling

- $\frac{Kl}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
- $F_e = \frac{\pi^2 E}{(kl/r)^2}$
- $F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$
- $\phi_c P_n = 0.9 F_{cr} A_g$

- Case1: Compact Section (No LB)

$$M_n = M_{px} = Z_x F_y < 1.6 S_x F_y$$

- Case2: Non-Compact Section (Inelastic LB)

$$M_{nx} = M_{px} - \left( M_{px} - 0.7 F_y S_x \right) \left( \frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

$$\leq M_{px}$$

- Case3: Slender Section (Elastic LB)

$$M_{nx} = \frac{0.9 E k_c S_x}{\lambda^2} \leq M_{px}$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}}$$