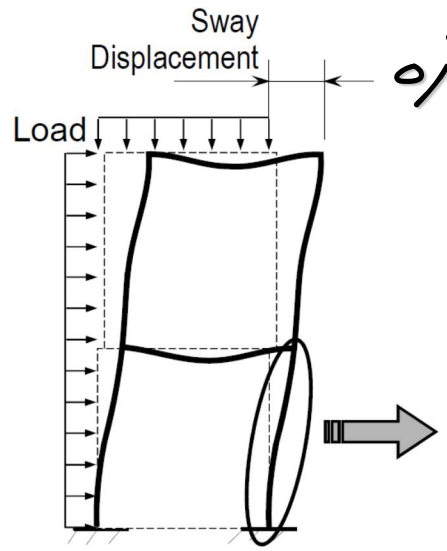
Copyright© M.Alirezaei
All rights reserved.
M.Alirezaei@iiees.ac.ir

طراحی سازه‌های فولادی با استفاده از روش حالات حدی

مدرس: مهدی علیرضایی
عضو هیئت علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد طالقان

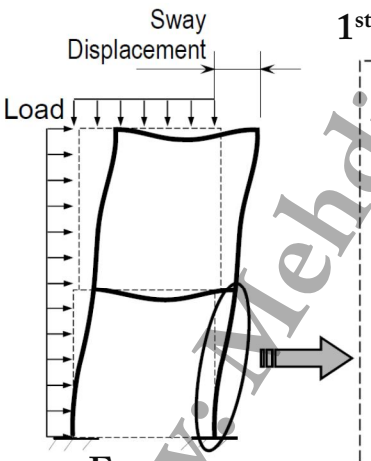
تحلیل پایداری سازه



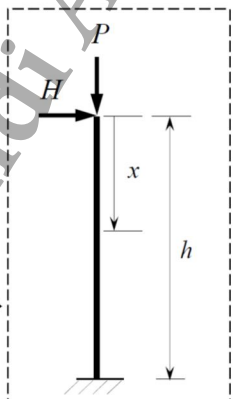
بر مبنای مبحث دهم و AISC

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

اثرات مرتبه دوم چیست؟



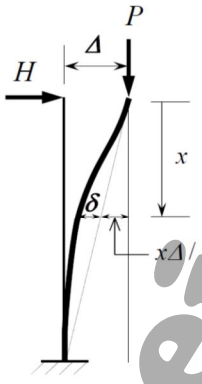
1st Order Analysis



$M(x) = Hx$

$M(h) = Hh$

2nd Order Analysis



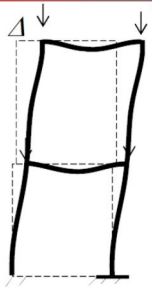
$M(x) = Hx + P\delta + Px\Delta/h$

$M(h) = Hh + P\Delta$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

اثرات P–Δ:

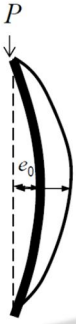
به سبب تغییر شکل قاب ایجاد می‌شود.



P–Δ effect

اثرات P–δ:

به سبب تغییر شکل تیر و قاب ایجاد میشود.



P–δ effect

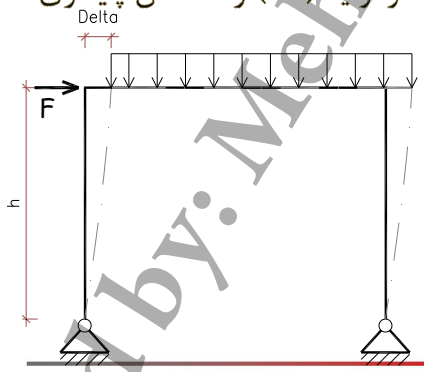
This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

Prepared by Mehdi Alirezaei
www.M-Alirezaei.com

اثرات P-Delta:

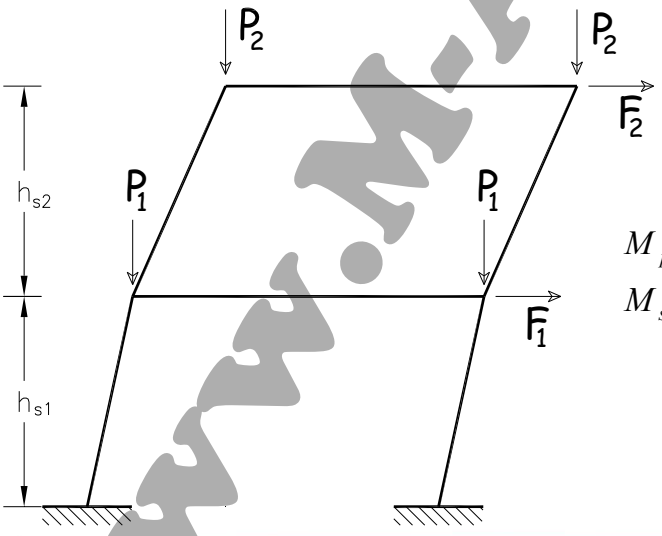
بارهای جانبی که همزمان با بارهای ثقلی اعمال می‌شوند، سبب تغییر مکان جانبی سازه شده که وجود بارهای ثقلی سبب ایجاد لنگر مضاعفی در پای ستون می‌شود.

بعنوان یک شاخص، نسبت لنگر ثانویه ($P\Delta$) به لنگر اولیه (Fh) را شاخص پایداری می‌نامند و با نماد θ نمایش داده می‌شود.



$$\theta = \frac{P\Delta}{Fh}$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission



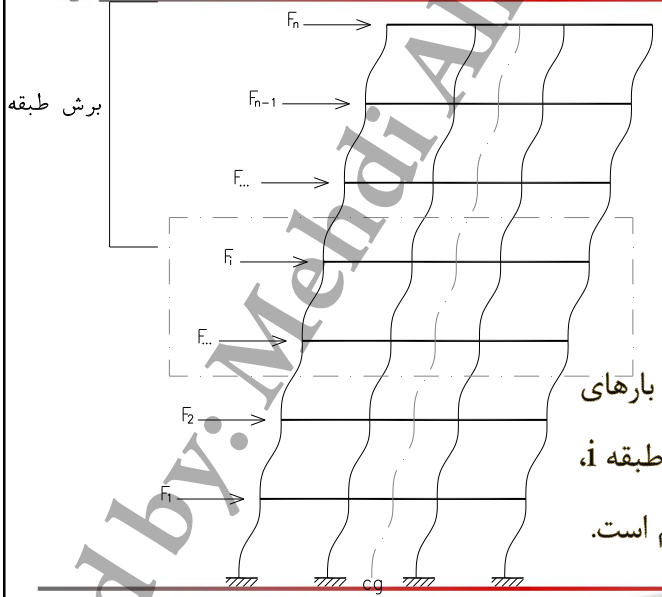
$$M_{p2} = F_2 h_{s2}$$
$$M_{s2} = 2P_2\Delta_2$$
$$\theta_2 = \frac{M_{s2}}{M_{p2}}$$

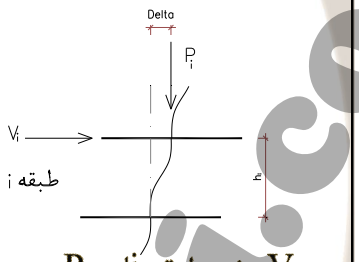
$$M_{p1} = (F_1 + F_2)h_{s1}$$
$$M_{s1} = 2(P_1 + P_2)\Delta_1$$
$$\theta_1 = \frac{M_{s1}}{M_{p1}}$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

Prepared by: Mehdi Alirezaei
www.M-Alirezaei.com

قاب زیر را در نظر بگیرید.





V_i برش طبقه iام، P_i مجموع بارهای قائم (مرده و زنده)، h_i ارتفاع طبقه i، و Δ_i جابجایی نسبی طبقه iام است.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

لنگر اولیه طبقه در اثر برش V_i وارد بر طبقه iام:

$$M_i = V_i h_i$$

لنگر ثانویه وارد بر طبقه iام در اثر پدیده P-Δ چنین است:

$$\Delta M_i = P_i \Delta_i$$

* نسبت ΔM_i ایجاد شده در اثر پدیده P-Δ به M_i لنگر اولیه در اثر برش V_i شاخص پایداری طبقه نامیده می‌شود.

$$\theta_i = \frac{\Delta M_i}{M_i} = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

لنگر ثانویه ΔM_i (که برابر $\Delta M_i = M_i \theta_i$ است) نیر باعث ایجاد یک برش اضافی به میزان زیر خواهد شد:

$$\Delta V_i = \frac{\Delta M_i}{h_i} = \frac{P_i \Delta_i}{h_i} = \theta_i V_i$$

که حاصل این برش اضافی یک تغییرمکان اضافی برابر با $\Delta_i \theta_i$ را در پی خواهد داشت. مجدداً تغییرمکان $\Delta_i \theta_i$ لنگر ثانویه جزئی‌تر برابر $\Delta_i \theta_i P_i$ تولید مینماید که حاصل آن برش $V_i \theta^2_i$ و تغییرمکان نسبی $\Delta_i \theta^2_i$ خواهد بود. با ادامه این روند، $M_{i\Delta}$ لنگر نهایی چنین خواهد بود:

$$M_{i\Delta} = M_i \left(1 + \theta_i + \theta_i^2 + \theta_i^3 + \ldots\right)$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

Prepared by: Mehdi Alirezaei
www.M-Alirezaei.com

که یک تصاعد هندسی با قدر نسبت کمتر از یک است و حد آن بصورت زیر خواهد بود:

$$M_{i\Delta} = \frac{M_i}{1-\theta_i}$$

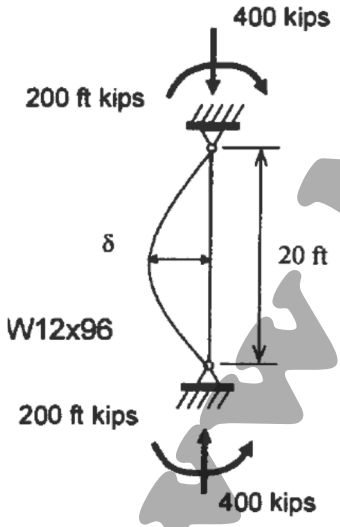
برش و جابجایی نهایی طبقه i، نیز بصورت مشابه بصورت زیر خواهد بود:

$$\overline{\Delta}_i = \frac{\Delta_i}{1-\theta_i}$$

$$V_{i\Delta} = \frac{V_i}{1-\theta_i}$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

مثال) تحلیل مرتبه دوم:



تکرار اول:

$$\delta_{1st} = \frac{Ml^2}{8EI} = \frac{(200\times12)\times(20\times12)^2}{8\times29000\times833} = 0.715 \text{ in}$$

$$M_{2nd} = 400\times\frac{0.715}{12} = 23.8 \text{ ft.kips}$$

$$M_r = 200 + 23.8 \approx 224 \text{ ft.kips}$$

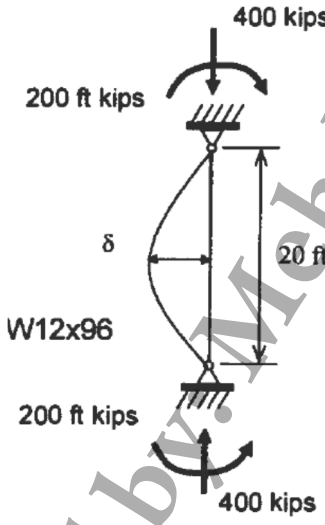
$$\text{Amplifacat ion Factor} = \frac{224}{200} = 1.12$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

Prepared by: Mehdi Alirezaei
www.M-Alirezaei.com

ادامه:

تکرار دوم:



$$\delta_{1st} = \frac{Ml^2}{8EI} = \frac{(23.8\times12)\times(20\times12)^2}{8\times29000\times833} = 0.0851\ \text{in}$$

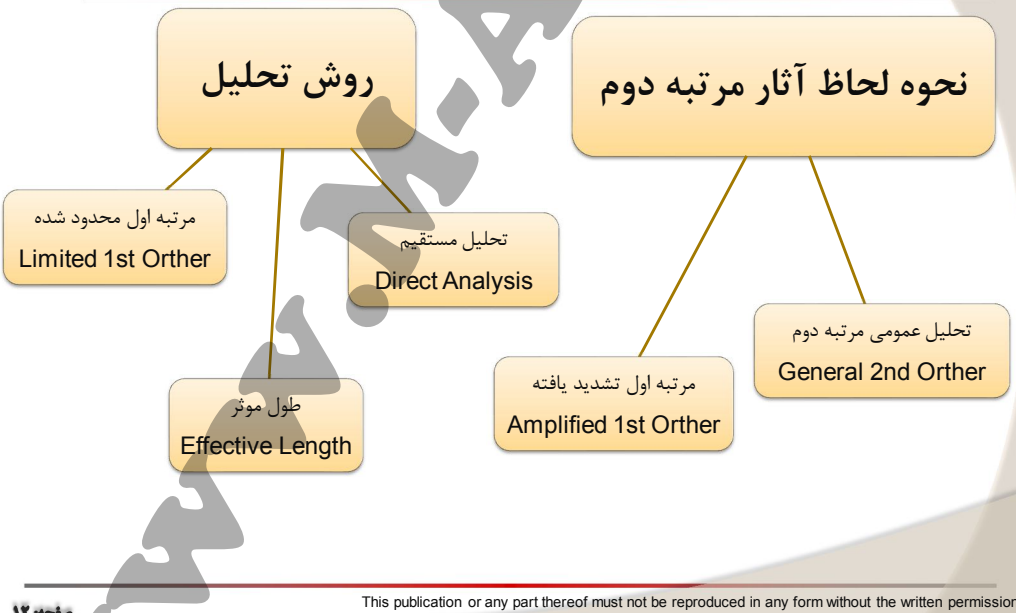
$$M_{2nd} = 400\times\frac{0.0851}{12} = 2.84\ \text{ft.kips}$$

$$M_r = 200 + 23.8 + 2.84 \approx 227\ \text{ft.kips}$$

$$\text{Amplifacat ion Factor} = \frac{227}{200} = 1.14$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

روش‌های تحلیل پایداری سازه طبق AISC360-10

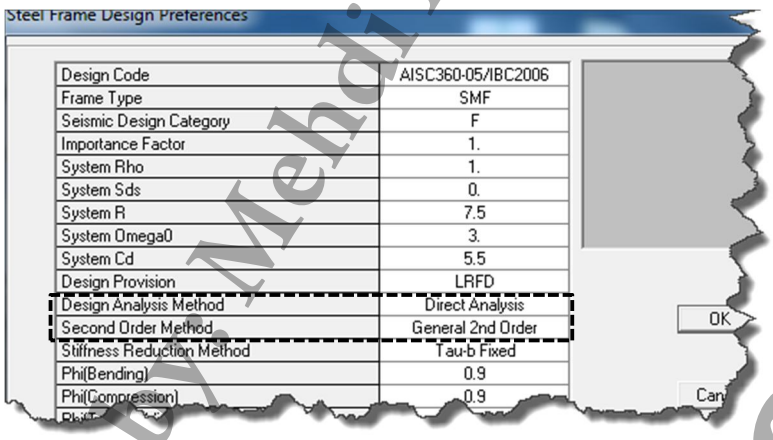


This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

Prepared by: Mehdi Alirezaei
www.M-Alirezaei.com

در برنامه ETABS بصورت زیر میتوان اثر ثانویه را اعمال نمود:

Options menu > Preferences > Steel Frame Design



This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

روش تحلیل مستقیم: روش جدید AISC360 بوده که در ویرایش ۲۰۱۰ به روش اصلی اثرات ثانویه تبدیل شده است که بصورت مستقیم توسط تحلیل P-Δ و یا بصورت غیر مستقیم با ضرایب تشدید لنگر روی اعضا اعمال میشود (بند ۱۰-۲-۱-۵-۱). نیازی به کنترل طبقه مهار شده و یا مهارنشده نیست. در این روش ضریب طول موثر برای همه ستون‌ها یک انتخاب می‌شود.

روش طول موثر: روش سنتی در AISC360 و مبحث دهم (بند ۱۰-۲-۱-۵-۲) بوده که در آن ضریب طول موثر K محاسبه میشود و اثرات ثانویه با محاسبه ضریب تشدید لنگر در نظر گرفته میشود.

روش مرتبه اول محدود شده (بدون در نظر گرفتن اثرات ثانویه): استفاده از این روش دارای تقریب بالا بوده و توصیه نمی‌شود.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

Prepared by Mehdi Alirezaei
www.M-Alirezaei.com

تغییرات AISC 360

2005	2010
Chapter C	Chapter C
Effective Length Method (K factors)	Direct Analysis Method
First Order analysis	
Appendix 7	Appendix 7
Direct Analysis Method	Effective Length Method (K factors)
	First Order Analysis

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

محدودیت‌ها و الزامات روش تحلیل مستقیم:

* در این روش هیچ محدودیتی وجود ندارد.

* تحلیل مطابق بند ۱۰-۲-۱-۴ از نوع تحلیل مرتبه دوم باشد. بدین معنی که تحلیل مرتبه دوم P-Δ و P-δ در نظر گرفته شود، و یا از تحلیل مرتبه اول تشدید شده استفاده شود (پیوست ۲ مبحث دهم).

* مطابق بند ۱۰-۲-۱-۵-۱ آثار نواقص هندسی در تحلیل مرتبه دوم دیده شود. در سازه‌هایی که عمده بار ثقلی توسط ستونها، دیوارها و یا قاب های قائم تحمل میشود، به جای در نظر گرفتن نواقص هندسی اولیه در مدل میتوان به شرح زیر یک بار جانبی خیالی در طبقات ساختمان اعمال نمود:

$$N_i = 0.002 Y_i$$

که در آن N_i بار جانبی فرضی در طبقه iام و Y_i بار ثقلی ضریبدار در طبقه iام است. این بار جانبی خیالی در حالتی که $B_2<1.7$ باشد، تنها با ترکیب بارهای ثقلی بکار میرود.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

Prepared by: Mehdi Alirezaei
www.M-Alirezaei.com

* این بار خیالی که برای نواقص اولیه اعمال میشود، تنها برای طراحی مقاومتی اعضا بکار میرود و برای سایر موارد نظیر کنترل تغییر مکان جانبی، خیز، ارتعاش و محاسبه زمان تناوب سازه نباید بکار برده شود.

* در حال حاضر برنامه ETABS، ترکیب بارهای طراحی شامل بارهای ثقلی و بارهای فرضی را ایجاد می‌نماید. در صورتی که کاربر نیاز به تعریف بارهای جانبی و بارهای فرضی را داشته باشد، بایستی بصورت دستی این کار انجام شود.

* بارهای فرضی بایستی مانند بارهای زلزله بصورت رفت و برگشتی معرفی شوند.

* طبق بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۲ مبحث دهم، بایستی از ضرایب کاهش سختی زیر استفاده نمود:

۱- ضریب کاهش ۰/۸ برای کلیه اعضا

۲- یک ضریب اضافه τ_b به شرح زیر در سختی خمشی اعضایی که در پایداری سازه موثر هستند:

$$(EI)^* = 0.8\tau_b EI$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

$$(EI)^* = 0.8\tau_b EI \quad , \quad \tau_b = \begin{cases} 1.0 & \dfrac{\alpha P_u}{P_y} \le 0.5 \\ 4\dfrac{\alpha P_u}{P_y}\left(1-\dfrac{\alpha P_u}{P_y}\right) & \dfrac{\alpha P_u}{P_y} > 0.5 \end{cases}$$

که در رابطه فوق P_u مقاومت فشاری مورد نیاز و P_y مقاومت تسلیم محوری است.

☜در تمام حالات می‌توان τ_b را برابر یک در نظر گرفت (محافظه کارانه)، به شرطی که بار جانبی مجازی را ۵۰٪ بیش از حالت معمول، یعنی به مقدار 0.003 برابر بارهای ثقلی اعمال نمود. در این حالت بایستی این بار جانبی اضافی در کلیه ترکیبات بارگذاری به همراه بارهای جانبی و بارهای جانبی فرضی در نظر گرفته شوند.

* طبق AISC، مقدار ضریب α در رابطه فوق، برای ۱/۶ در روش تنش مجاز و برابر ۱ در روش حالات حدی در نظر می‌گیرد. مبحث دهم که بر مبنای حالات حدی نگارش شده، مقدار α را برابر یک در نظر می‌گیرد.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

Prepared by: Mehdi Alirezaei
www.M-Alirezaei.com

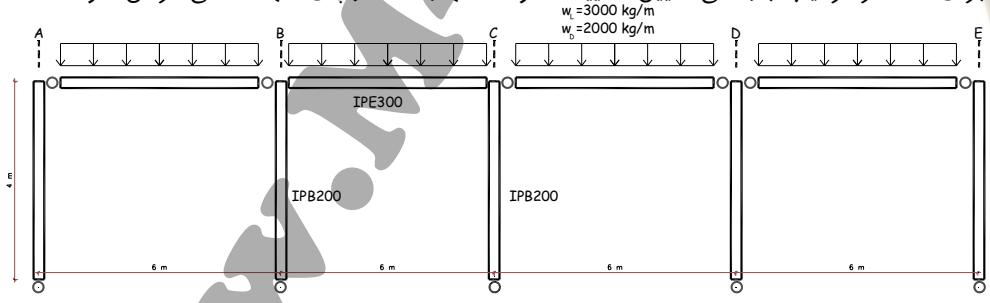
همچنین سختی محوری کاهش یافته EA^* باید برای اعضایی که سختی محوری آنها در پایداری جانبی سازه مشارکت دارند بصورت زیر در نظر گرفته شوند: $(EA)^* = 0.8EA$

* برخی از مزایای روش مستقیم را می‌توان بصورت زیر نام برد:

- استفاده از روش مستقیم محدودیتی ندارد.
- در اینحالت ضریب طول موثر تمام ستون‌ها ۱ بوده و نیازی به کنترل طبقه مهار شده و مهار نشده نیست.
- در این روش انجام تحلیل توسط کاربر ساده‌تر و سریع‌تر از روش‌های دیگر است.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

مثال تحلیل یک قاب خمشی با استفاده از روش مستقیم) با استفاده از روش تحلیل مستقیم، مقاومت مورد نیاز و ضریب طول موثر ستون‌ها را در قاب خمشی نشان داده شده در شکل زیر برای حداکثر ترکیب بار ثقلی تعیین نمایید. ستون‌ها مهار نشده و پای آنها مفصلی فرض شود.



تیرهای بین محور A تا B، C تا D و D تا E مفصلی بوده و مشارکتی در بار جانبی ندارند. بنابراین طبق بند ۱۰-۲-۱-۳-۳ به عنوان قاب ثقلی تلقی شده و برای آنها K=1 می‌باشد. طول تمام دهانه‌ها ۶ و ارتفاع سازه ۴ متر است. قاب بین B تا C گیردار بوده و جزئی از سیستم لرزه‌بر سازه می‌باشد.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

Prepared by: Mehdi Alirezaei
www.MAlirezaei.com

طبق بند ۶-۲-۳-۳ مبحث ششم، حداکثر بار ثقلی بصورت زیر تعیین می‌شود:

$$w_u = 1.2D + 1.6L = 1.2(2000) + 1.6(3000) = 7200\ \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

بنابراین بار متمرکز ناشی از نصف سطح بارگیر تیرهای بین محور AB و CD، که روی ستون روی محور B و C مستقیم اعمال می‌شود، برابر است با:

$$P'_u = 3\ \text{m} \times 7200\ \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 10^{-3} = 21.6\ \text{ton}$$

همچنین بار متمرکز ناشی از قاب‌های ساده که در پایداری سیستم لرزه‌بر دخیل هستند بصورت زیر می‌باشد:

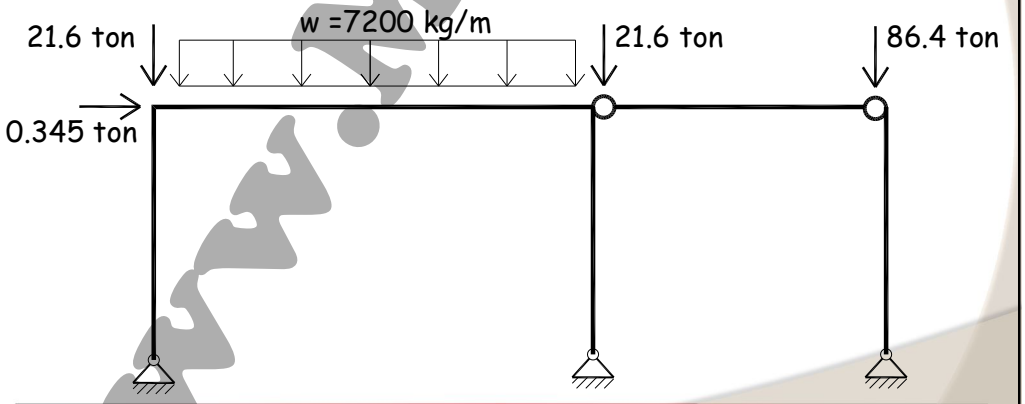
$$P'_{uL} = 12\ \text{m} \times 7200\ \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 10^{-3} = 86.4\ \text{ton}$$

طبق بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۱ مبحث دهم، بایستی یک بار فرضی بصورت زیر در نظر گرفته شود:

$$Y_i = 24\ \text{m} \times 7200\ \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 10^{-3} = 172.8\ \text{ton} \quad \Rightarrow \quad N_i = 0.002 Y_i = 0.002 \times 172.8\ \text{ton} = 0.345\ \text{ton}$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

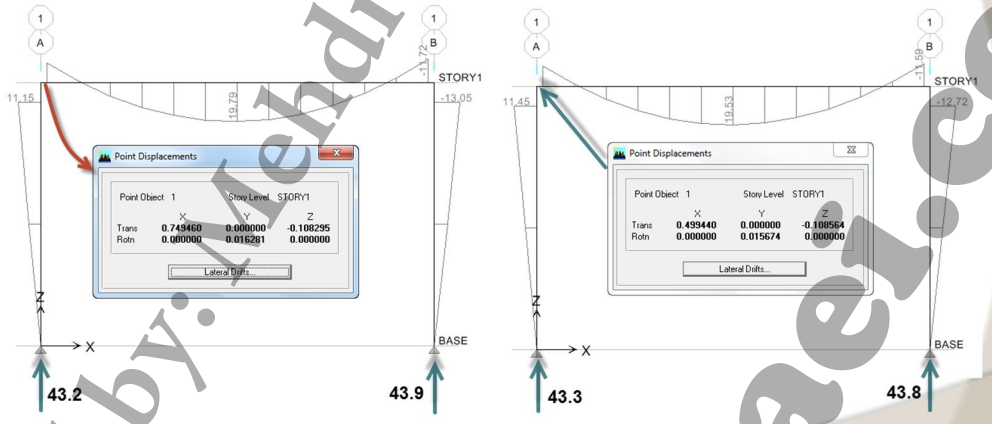
خلاصه نحوه اعمال بارهای محاسبه شده در فوق در زیر نشان داده شده است. طبق مبحث دهم دو ضریب کاهش سختی بایستی بر ستون‌ها اعمال شود. یکی ضریب ۰/۸ و دیگری ضریب کاهش τ_b، که مقدار آن بصورت زیر تعیین می‌شود.



This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

Prepared by: Mehdi Alirezaei
www.M-Alirezaei.com

با تحلیل قاب معادل در برنامه ETABS نتایج بصورت شکل زیر می‌باشد. جابجایی قاب در دو حالت تحلیل مرتبه اول و دوم (به ترتیب شکل‌های سمت راست و چپ) بر روی شکل نشان داده شده است. با توجه به حداکثر نیروی محوری ستون برابر ۴۳/۹ تن بدست می‌آید.



This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

سطح مقطع IPB200 برابر ۷۸/۱ سانتیمتر مربع می‌باشد.

$$P_y = F_y A_g = 2400 \times 78.1 \times 10^{-3} = 187.4 \text{ ton} \quad \Rightarrow \quad \frac{P_u}{P_y} = \frac{43.9}{187.4} = 0.23 < 0.5$$

بنابراین مقدار ضریب کاهش τ_b، برابر ۱ می‌باشد. همچنین طول موثر ستون‌ها برابر $KL_x=KL_y=4$ m است.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

Prepared by: Mehdi Alirezaei
www.M-Alirezaei.com

محدودیت‌ها و الزامات روش ضریب طول موثر:

* همانطور که در بخش قبل گفته شد، روش مستقیم را در تمام قاب‌ها می‌توان بکار برد، لیکن روش ضریب طول موثر در قاب‌هایی که نسبت تغییرمکان مرتبه دوم به تغییرمکان مرتبه اول طبقه $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st}$ یا B_2 کمتر از ۱/۵ باشد، قابل استفاده است. در بند ۱۰-۲-۱-۵-۲ ویرایش چهارم مبحث دهم، این موضوع تشریح شده است. بخش C2.1a و C2.1b آیین‌نامه AISC به این مورد پرداخته است.

تحلیل الاستیک عمومی مرتبه دوم

مطابق این روش بایستی اثرات P-δ و P-Δ بصورت همزمان مورد توجه قرار گیرد.

تحلیل مرتبه دوم توسط تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید شده

روش تشدید لنگر یک روش تقریبی برای محاسبه نیروهای داخلی تیر-ستون است. در پیوست دوم مبحث دهم، این روش توضیح داده شده است.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

* طبق این روش، نیروهای محوری فشاری و لنگرهای خمشی بدست آمده از تحلیل مرتبه اول تشدید شده و مبنای طراحی قرار می‌گیرد. مقاومت خمشی (M_u) و محوری مورد نیاز (P_u) بایستی از طریق روابط زیر تعیین شوند:

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

$$P_u = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

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

$$B_2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{\Sigma P_{nt}}{\Sigma P_{e2}}\right)} \geq 1.0$$

ضریب B_1 برای در نظر گرفتن اثرات P-δ بوده که برای هر عضو بایستی محاسبه شود و ضریب B_2 برای در نظر گرفتن P-Δ بوده که برای هر طبقه بایستی محاسبه شود. طبق AISC برای اعضایی که $B_1 \leq 1.05$ باشد، می‌توان بصورت محافظه کارانه تشدید لنگر را بصورت زیر انجام داد:

$$M_u = B_2\left(M_{nt} + M_{lt}\right)$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

Prepared by: Mehdi Alirezaei
www.M-Alirezaei.com

که در روابط فوق، M_u مقاومت خمشی مرتبه دوم با استفاده از ترکیب بارها، M_{nt} لنگر مرتبه اول با استفاده از ترکیب بارها با فرض فقدان جابجایی جانبی در قاب (تحت بار ثقلی)، M_{lt} لنگر مرتبه اول فقط به علت انتقال جانبی، P_r مقاومت محوری مورد نیاز مرتبه دوم با استفاده از ترکیب بارها، P_{nt} نیروی محوری مرتبه اول برای حالت بدون انتقال جانبی (تحت بار ثقلی)، P_{lt} نیروی محوری مرتبه اول برای حالت با انتقال جانبی (تحت بار جانبی)، ΣP_{nt} کل بار عمودی تحمل شده توسط طبقه با استفاده از ترکیب بارها، ΣP_{e2} مقاومت کمانش بحرانی طبقه با فرض حرکت جانبی و C_m ضریب مورد استفاده برای حالتی که از انتقال جانبی قاب جلوگیری شده است. برای تیر، ستون‌های فاقد هرگونه بار جانبی در بین دو انتهای آنها در صفحه خمش:

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

که M_1 و M_2 لنگرهای خمشی مرتبه اول دو انتهای ناحیه مهار نشده عضو مورد نظر در صفحه خمش بوده و در رابطه فوق اگر انحنای عضو بصورت ساده باشد، نسبت M_1/M_2 منفی و در صورت انحنای مضاعف، این نسبت مثبت است.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

صفحه ۲۷

برای تیر ستون‌هایی که در معرض بار جانبی در بین دو انتهای آنها در صفحه خمش قرار دارند، مقدار C_m را می‌توان بطور محافظه کارانه برابر یک فرض نمود.

مقدار P_{e1} مقاومت کمانش بحرانی الاستیک عضو در صفحه خمش بوده و با فرض عدم انتقال جانبی قاب از رابطه زیر تعیین می‌شود:

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

در صورتی که الزامات طراحی روش تحلیل مستقیم مورد نظر باشد، در صورت رابطه فوق، عبارت EI بایستی با EI* تعویض شود.

برای تمامی سیستم‌ها می‌توان از رابطه زیر نیز برای محاسبه ΣP_{e2} استفاده نمود.

$$\Sigma P_{e2} = R_M \frac{\Sigma HL}{\Delta_H}$$

که E ضریب ارتجاعی، R_M برای سیستم مهاربندی شده برابر یک و برای قاب خمشی و دوگانه برابر 0.85 می‌باشد. مقدار L برابر ارتفاع طبقه، I ممان اینرسی در صفحه خمش است.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

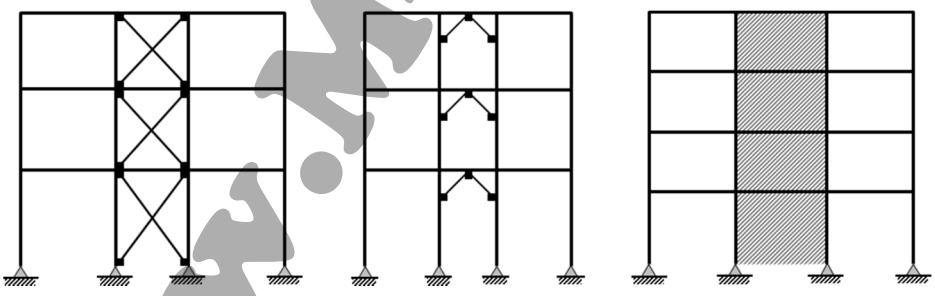
صفحه ۲۸

Prepared by: Mehdi Alirezaei
www.M-Alirezaei.com

مقدار Δ_H جابجایی نسبی طبقه براساس تحلیل مرتبه اول ناشی از نیروهای جانبی، برای حالاتی که Δ_H برای نقاط مختلف پلان یکسان نباشد، این مقدار باید برابر متوسط وزنی و یا بطور محافظه کارانه برابر تغییرمکان جانبی حداکثر طبقه در نظر گرفته شود، ΣH برش طبقه ایجاد شده در اثر نیروی جانبی بکار رفته در محاسبات Δ_H است. K_1 ضریب طول موثر در صفحه خمش با فرض عدم حرکت جانبی که می‌توان در جهت اطمینان برابر ۱ فرض نمود. همچنین K_2 ضریب طول موثر در صفحه خمش با فرض حرکت جانبی می‌باشد.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

طبق بند ۱۰-۲-۱-۳-۱ ویرایش چهارم مبحث دهم، ضریب طول موثر ستون‌های قاب‌های مهاربندی شده (شکل زیر) بایست برابر یک در نظر گرفته شود و یا اینکه با تحلیل دقیق مقدار کمتری را برای آن بدست آورد.



در پیوست یک مبحث دهم، جزئیات روش دقیق تعیین ضریب طول موثر ستون آورده شده است. برای قاب‌های مهارشده، ضریب طول موثر بین یک تا ۰/۵ می‌باشد.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

Prepared by: Mehdi Alirezaei
www.M-Alirezaei.com

همچنین طبق بند ۱۰-۲-۱-۳-۲، در قاب‌هایی که سختی جانبی آنها متاثر از سختی خمشی ستون‌ها است، (قاب‌های مهار نشده) ضریب طول موثر آنها نبایستی کمتر از یک در نظر گرفته شود. همچنین حداکثر مقدار ضریب طول موثر برابر ۲۰ می‌باشد. برای این قاب‌ها ضریب طول موثر را می‌توان مطابق رابطه زیر تعیین نمود (رابطه ۱۰-۲-۱-۱ مبحث دهم یا پیوست یک مبحث دهم).

$$K=\sqrt{\frac{1.6G_AG_B+4(G_A+G_B)+7.5}{G_A+G_B+7.5}}\geq 1.0$$

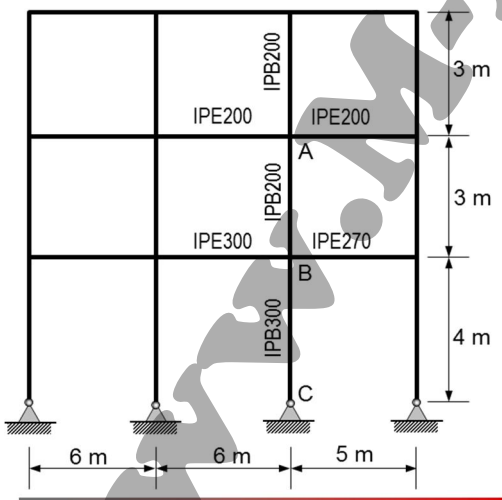
$$G_A=\frac{\sum\left(\frac{E_bI_c}{L_c}\right)_A}{\sum\left(\frac{E_bI_b}{L_b}\right)_A}\qquad G_B=\frac{\sum\left(\frac{E_bI_c}{L_c}\right)_B}{\sum\left(\frac{E_bI_b}{L_b}\right)_B}$$

که در رابطه فوق E ضریب ارتجاعی، و I ممان اینرسی تیرها و ستون‌ها حول محور عمود بر صفحه کمانش می‌باشند. در صورتی که انتهای نزدیک تیر مفصلی باشد، مقدار سختی تیرها صفر و در حالتی که انتهای دور آن مفصل باشد، نصف آن در نظر گرفته شود. برای تکیه‌گاه گیردار مقدار G=1 و برای تکیه گاه مفصلی مقدار G=10 فرض شود.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

صفحه ۳۱

مثال تعیین ضریب طول موثر ستون) در قاب نشان داده شده در شکل زیر ضریب طول موثر ستون‌های AB و BC را تعیین نمایید.



IPE200 → I=1940 cm⁴
IPE270 → I=5790 cm⁴
IPE300 → I=8360 cm⁴
IPB200 → I=5700 cm⁴
IPB300 → I=25170 cm⁴

برای ستون AB:

$$G_A=\frac{\frac{5700}{300}+\frac{5700}{300}}{\frac{1940}{600}+\frac{1940}{500}}=5.3$$

$$G_B=\frac{\frac{25170}{400}+\frac{5700}{300}}{\frac{5790}{500}+\frac{8360}{600}}=3.21$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

صفحه ۳۲

Prepared by: Mehdi Alirezaei
www.M-Alirezaei.com

$$K=\sqrt{\frac{1.6G_AG_B+4(G_A+G_B)+7.5}{G_A+G_B+7.5}}\geq 1.0$$

برای ستون BC:

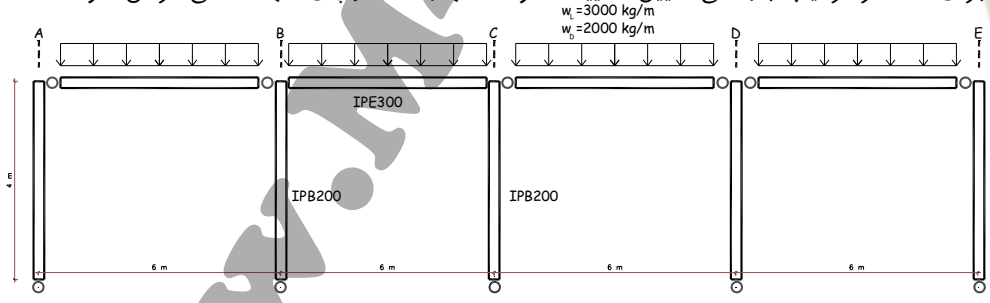
$$K_{AB}=\sqrt{\frac{1.6\times 5.3\times 3.21+4(5.3+3.21)+7.5}{5.3+3.21+7.5}}=2.07$$

$$G_A=\frac{\frac{25170}{400}+\frac{5700}{300}}{\frac{5790}{500}+\frac{8360}{600}}=3.21 \qquad G_B=10$$

$$K_{BC}=\sqrt{\frac{1.6\times 10\times 3.21+4(10+3.21)+7.5}{10+3.21+7.5}}=2.32$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

مثال تحلیل یک قاب خمشی با استفاده از روش طول موثر) با استفاده از روش طول موثر، مقاومت مورد نیاز و ضریب طول موثر ستون‌ها را در قاب خمشی نشان داده شده در شکل زیر برای حداکثر ترکیب بار ثقلی تعیین نمایید. ستون‌ها مهار نشده و پای آنها مفصلی فرض شود.



تیرهای بین محور A تا B، C تا D و D تا E مفصلی بوده و مشارکتی در بار جانبی ندارند. بنابراین طبق بند ۱۰-۲-۱-۳-۳ به عنوان قاب ثقلی تلقی شده و برای آنها K=1 می‌باشد. طول تمام دهانه‌ها ۶ و ارتفاع سازه ۴ متر است. قاب بین B تا C گیردار بوده و جزئی از سیستم لرزه‌بر سازه می‌باشد. در صورتی می‌توان از روش طول موثر استفاده نمود که نسبت جابجایی نسبی مرتبه دوم به جابجایی نسبی مرتبه اول از ۱/۵ فراتر نرود.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

Prepared by: Mehdi Alirezaei
www.MAlirezaei.com

طبق بند ۶-۲-۳-۳ مبحث ششم، حداکثر بار ثقلی بصورت زیر تعیین می‌شود:

$$w_u = 1.2D + 1.6L = 1.2(2000) + 1.6(3000) = 7200 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

بنابراین بار متمرکز ناشی از نصف سطح بارگیر تیرهای بین محور AB و CD، که روی ستون روی محور B و C مستقیم اعمال می‌شود، برابر است با:

$$P'_u = 3\,\text{m} \times 7200 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 10^{-3} = 21.6\,\text{ton}$$

همچنین بار متمرکز ناشی از قاب‌ها ساده که در پایداری سیستم لرزه‌بر دخیل هستند بصورت زیر می‌باشد:

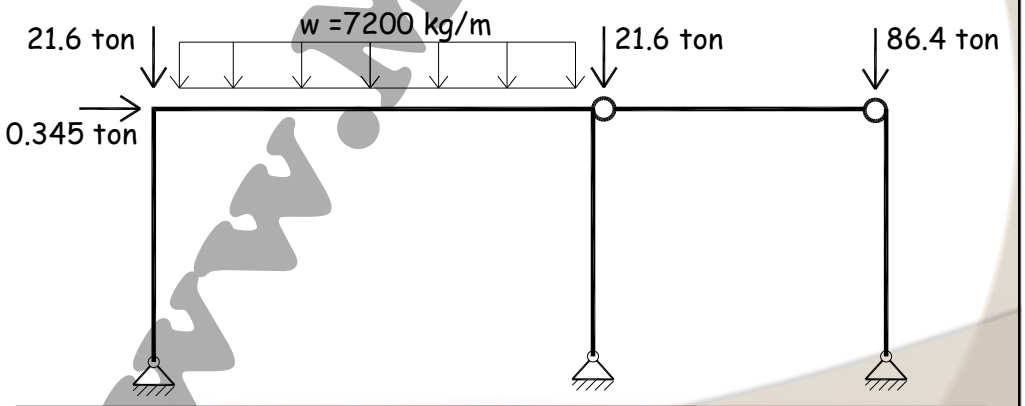
$$P'_{uL} = 12\,\text{m} \times 7200 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 10^{-3} = 86.4\,\text{ton}$$

طبق بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۱ مبحث دهم، بایستی یک بار فرضی بصورت زیر در نظر گرفته شود:

$$Y_i = 24\,\text{m} \times 7200 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 10^{-3} = 172.8\,\text{ton} \quad \Rightarrow \quad N_i = 0.002 Y_i = 0.002 \times 172.8\,\text{ton} = 0.345\,\text{ton}$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

خلاصه نحوه اعمال بارهای محاسبه شده در فوق در زیر نشان داده شده است.



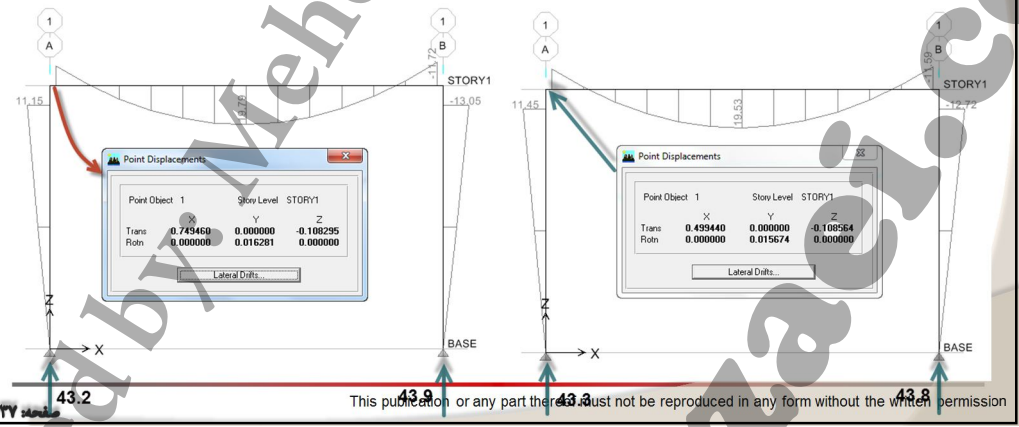
This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

Prepared by: Mehdi Alirezaei
www.M-Alirezaei.com

با تحلیل قاب معادل در برنامه ETABS نتایج بصورت شکل زیر می‌باشد. جابجایی قاب در دو حالت تحلیل مرتبه اول و دوم (به ترتیب شکل‌های سمت راست و چپ) بر روی شکل نشان داده شده است. با توجه به حداکثر نیروی محوری ستون برابر ۴۳/۹ تن بدست می‌آید.

$$\frac{\Delta_{2nd}}{\Delta_{1st}} = \frac{0.749}{0.5} = 1.49$$

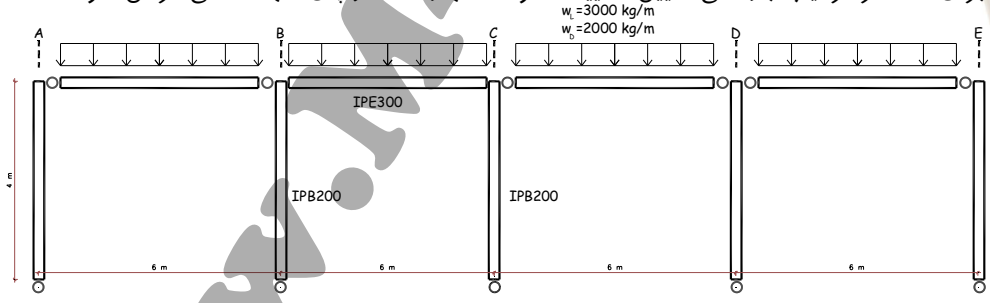
مقدار فوق کمتر از ۱/۵ بوده و استفاده از روش طول موثر اجازه داده می‌شود.



43.2 43.9 43.3 43.8

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

مثال تحلیل یک قاب خمشی با استفاده از روش مرتبه اول) با استفاده از روش مرتبه اول، مقاومت مورد نیاز و ضریب طول موثر ستون‌ها را در قاب خمشی نشان داده شده در شکل زیر برای حداکثر ترکیب بار ثقلی تعیین نمایید. ستون‌ها مهار نشده و پای آنها مفصلی فرض شود.



تیرهای بین محور A تا B، C تا D و D تا E مفصلی بوده و مشارکتی در بار جانبی ندارند. بنابراین طبق بند ۱۰-۲-۱-۳-۳ به عنوان قاب ثقلی تلقی شده و برای آنها K=1 می‌باشد. طول تمام دهانه‌ها ۶ و ارتفاع سازه ۴ متر است. قاب بین B تا C گیردار بوده و جزئی از سیستم لرزه‌بر سازه می‌باشد.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

Prepared by Mehdi Alirezaei
www.MAlirezaei.com

طبق بند ۶-۲-۳-۳ مبحث ششم، حداکثر بار ثقلی بصورت زیر تعیین می‌شود:

$$w_u = 1.2D + 1.6L = 1.2(2000) + 1.6(3000) = 7200 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

بنابراین بار متمرکز ناشی از نصف سطح بارگیر تیرهای بین محور AB و CD، که روی ستون روی محور B و C مستقیم اعمال می‌شود، برابر است با:

$$P'_u = 3\ \text{m} \times 7200 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 10^{-3} = 21.6\ \text{ton}$$

همچنین بار متمرکز ناشی از قاب‌ها ساده که در پایداری سیستم لرزه‌بر دخیل هستند بصورت زیر می‌باشد:

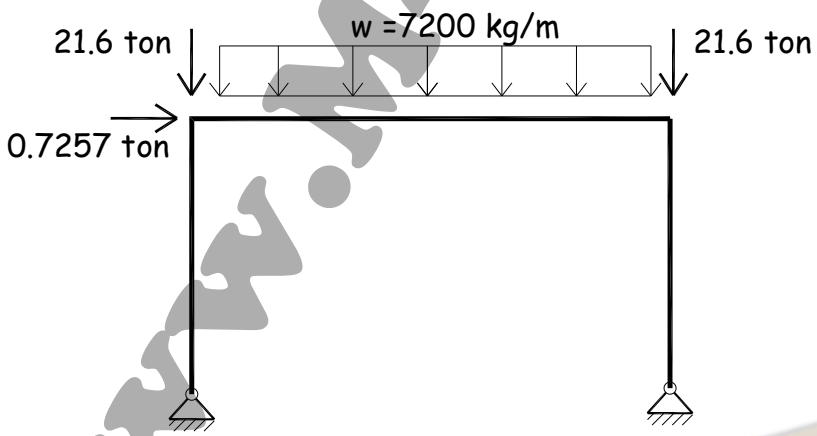
$$P'_{uL} = 12\ \text{m} \times 7200 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 10^{-3} = 86.4\ \text{ton}$$

طبق بند ۱۰-۲-۱-۵-۳ مبحث دهم، بایستی یک بار فرضی بصورت زیر در نظر گرفته شود:

$$Y_i = (24\ \text{m}) \times 7200 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 10^{-3} = 172.8\ \text{ton} \quad , \quad \Delta = 0 \quad , \quad L = 400\ \text{cm}$$

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

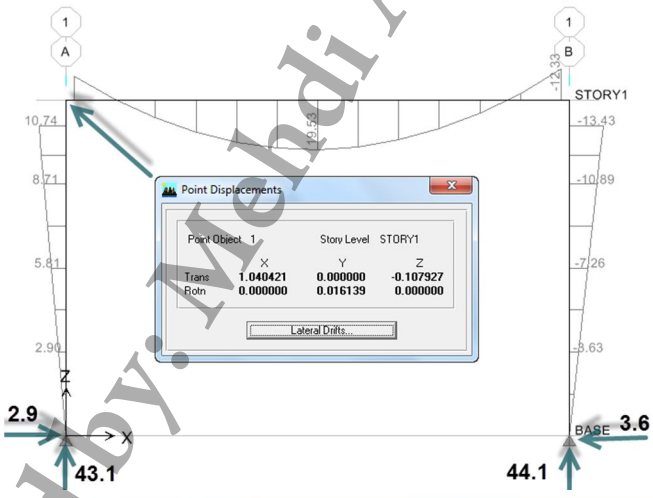
$$N_i = 2.1\left(\frac{\Delta}{L}\right)Y_i = 2.1\left(\frac{0}{400}\right)172.8 \geq 0.0042 \times 172.8 = 0.7257\ \text{ton}$$



This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

Prepared by: Mehdi Alirezaei
www.M-Alirezaei.com

با تحلیل قاب معادل در برنامه ETABS نتایج بصورت شکل زیر می‌باشد. جابجایی قاب در دو حالت تحلیل مرتبه اول بر روی شکل نشان داده شده است.



This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

طبق رابطه پ-۲-۷ مبحث دهم داریم: $P_{mf} = 43.1 + 44.1 = 87.2 \text{ ton}$, $P_{story} = 172.8 \text{ ton}$

$$R_M = 1 - 0.15 \times \frac{P_{mf}}{P_{story}} = 1 - 0.15 \times \frac{87.2 \text{ ton}}{172.8 \text{ ton}} = 0.92$$

$$\Delta_H = 1.04 \quad , \quad L = 400 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad P_{e\,\text{story}} = R_M \times \frac{HL}{\Delta_H} = 0.92 \times \frac{0.7257 \times 400}{1.04} = 257 \text{ ton}$$

$$B_2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{P_{\text{story}}}{P_{e\,\text{story}}}\right)} = \frac{1}{1 - \frac{172.8}{257}} = 3.05$$

مقدار B2 بزرگتر از ۱/۵ بوده و نمی‌توان از این روش استفاده نمود.

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

Prepared by: Mehdi Alirezaei
www.MAlirezaei.com

WebSite: www.M-Alirezaei.com

روش‌های تحلیل در برنامه ETABS

تمام روش‌های گفته شده در فوق، در برنامه SAP2000 و ETABS قابل انجام است.

تحلیل مستقیم

تحلیل مرتبه دوم عمومی

مقدار τ_b متغییر (پیش فرض برنامه) گزینه ۱

مقدار τ_b ثابت گزینه ۲

تحلیل مرتبه اول تشدید یافته

مقدار τ_b متغییر (پیش فرض برنامه) گزینه ۳

مقدار τ_b ثابت گزینه ۴

روش ضریب طول موثر

تحلیل عمومی مرتبه دوم (AISC C2.1a) گزینه ۵

تحلیل مرتبه اول تشدید یافته (AISC C2.1b) گزینه ۶

- **تحلیل مرتبه اول محدود** (AISC 2.2b, App. 7.3(1)) گزینه ۷

This publication or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission

Prepared by: Mehdi Alirezaei
www.M-Alirezaei.com