



معاونت شهرسازی و معماری شهرداری شیراز  
مدیریت کنترل و نظارت ساختمان

# راهنمای استاندارد ۲۸۰۰

راهنمای شماره ۱ - ۱۰۶ - ۹۴

کارگروه سازه مدیریت کنترل و نظارت ساختمان

## پیش گفتار

به منظور ایجاد وحدت رویه در انجام محاسبات سازه، جهت تشریح ضوابط استاندارد 2800، کارگروه سازه مدیریت کنترل و نظارت ساختمان شهرداری شیراز اقدام به تدوین راهنمای استاندارد 2800 بر اساس آئین نامه مرجع این استاندارد نموده است.

چهارچوب اصلی این راهنما از استاندارد ASCE/SEI 7-10 امریکا تحت عنوان « حداقل بارهای طراحی برای سازه های ساختمانی و سازه های دیگر» برگرفته شده است. سایر مراجع استفاده شده در این راهنما به شرح زیر می باشند:

- 1- ASCE/SEI 7-10 ; Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.
- 2- ASCE/SEI 7-10 Examples .
- 3- Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE.
- 4- استاندارد 2800، ویرایش چهارم تحت عنوان « آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله » .

با وجود تلاشهای فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلط های فنی، نگارشی، ابهام و ابهام نیست. از این رو از شما مهندسان گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هر گونه اشکال و ابهام مراتب را به نشانی الکترونیکی [shirazmn.str@gmail.com](mailto:shirazmn.str@gmail.com) گزارش فرمایید تا موجبات شناسایی و برطرف نمودن آنها فراهم شود.

## اعضای کارگروه سازه (به ترتیب حروف الفبا):

مهندس جعفر آزادی (نماینده شهرداری شیراز)

مهندس امیر محمد ادیسی

مهندس محمد بنان (مدیر طرح)

مهندس محمدرضا بهارلو

مهندس سید علی رضا حکمت آرا (مدیر طرح)

دکتر داود صفری

مدیریت کنترل و نظارت ساختمان شهرداری شیراز

کارگروه سازه

پاییز 1394

## فهرست مندرجات

موضوع

صفحه

- 
- 1- مقدمه ..... 1
- 2- گروه بندی ساختمان ها بر حسب نظم کالبدی ..... 1
- 3- گروه بندی ساختمان ها بر حسب سیستم سازه ای ..... 15
- 4- تحلیل استاتیکی معادل ..... 21
- 5- تحلیل دینامیکی طیفی ..... 42
- 6- محدودیت روش های تحلیل ..... 47
- 7- کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقه ..... 48
- 8- دیافراگم، اعضای جمع کننده و اعضای لبه ای ..... 51

## 1- مقدمه

برای درک و استفاده راحت از آیین نامه ها و استانداردها در کشورهای مختلف، به طور معمول شرح و راهنمایی توسط تدوین کنندگان به پیوست آن ضمیمه می گردد. متأسفانه در کشور ما اکثر آیین نامه ها و استانداردها فاقد چنین شرایطی می باشد. آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، یا استاندارد 2800، نیز از این قاعده مستثنی نیست. لذا در این راهنما بر آنیم تا بر اساس منابع اصلی استاندارد 2800، توضیحاتی در جهت درک برخی مفاهیم، تفاوت ضوابط با آیین نامه مرجع و نحوه اعمال آن در پروژه ها، مطالبی ارائه کنیم.

## 2- گروه بندی ساختمان ها بر حسب نظم کالبدی

اگر خصوصیات کالبدی ساختمان دارای یکی از شرایط بند 1-2 باشد، نامنظم در پلان و در صورتی که یکی از شرایط بند 2-2 را داشته باشد، نامنظم در ارتفاع خواهد بود. در صورتی که هیچ یک از شرایط مطرح شده در بندهای 1-2 و 2-2 را نداشته باشد، منظم می باشد.

لازم به توضیح است وجود نامنظمی در ساختمان باعث افزایش آسیب پذیری ساختمان در برابر زلزله خواهد شد. در ادامه سعی شده اثرات هر نامنظمی اشاره گردد. حتی الامکان می باید از ایجاد نامنظمی ها در سازه پرهیز شود. در غیر این صورت هنگام طراحی اجزاء سازه و دیافراگم ها، پیش بینی تمهیدات خاصی که در هر بند اشاره خواهد شد، ضروری می باشد. در جدول شماره 1 خلاصه اثرات و تمهیداتی که برای هر نامنظمی وجود دارد، آورده شده است.

جدول (1): برخی آثار نامنظمی و تمهیدات لازم

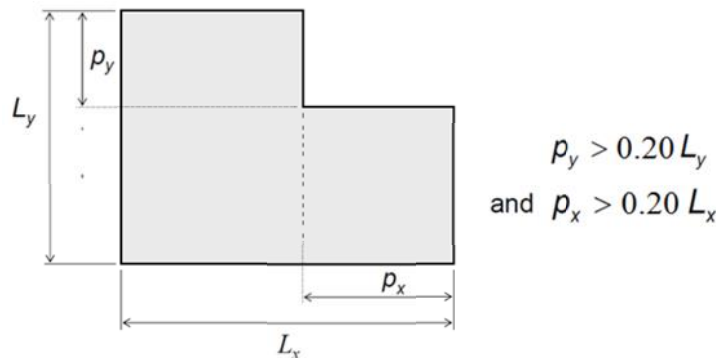
شرایط نامنظمی	شماره بند	اثرات	تمهیدات
نامنظمی هندسی در پلان	1-1-2	تمرکز نیرو در دیافراگم	* کنترل دقیق دیافراگم * نیاز به بررسی درجه نامعینی (احتمالا $p=1.2$ )
نامنظمی پیچشی	2-1-2	تغییر شکل زیاد اعضای گوشه ساختمان	* تحلیل دینامیکی * نیاز به بررسی درجه نامعینی (احتمالا $p=1.2$ ) * افزایش پیچش اتفاقی
نامنظمی در دیافراگم	3-1-2	تمرکز نیرو در دیافراگم	* کنترل دقیق دیافراگم * نیاز به بررسی درجه نامعینی (احتمالا $p=1.2$ )
نامنظمی خارج از صفحه	4-1-2	تمرکز نیرو در دیافراگم	* کنترل دقیق دیافراگم * نیاز به بررسی درجه نامعینی (احتمالا $p=1.2$ )
نامنظمی سیستم های غیر موازی	5-1-2	نامنظمی در توزیع نیروهای جانبی	* تحلیل دینامیکی * نیاز به بررسی درجه نامعینی (احتمالا $p=1.2$ )
نامنظمی هندسی در ارتفاع	1-2-2	تخریب اعضاء در مرز دو طبقه ای که تغییر قابل توجهی در ابعاد افقی سیستم باربر جانبی دارند.	* تحلیل دینامیکی
نامنظمی جرمی	2-2-2	حرکت مستقل طبقات	* تحلیل دینامیکی
نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی	3-2-2	نیروهای واژگونی بر تکیه گاه اعضای مقاوم قطع شده در ارتفاع	* تحلیل دینامیکی * طرح سیستم تکیه گاهی تحت زلزله تشدید یافته
نامنظمی مقاومت جانبی	4-2-2	تغییر شکل زیاد طبقه ضعیف و تخریب ناشی از	* تحلیل دینامیکی
نامنظمی سختی جانبی	5-2-2	اثرات P-Delta	* تحلیل دینامیکی

## 1-2- شرایط نامنظمی در پلان

وجود هر یک از شرایط 1-1-2 تا 5-1-2 در ساختمان باعث ایجاد نامنظمی در پلان می گردد.

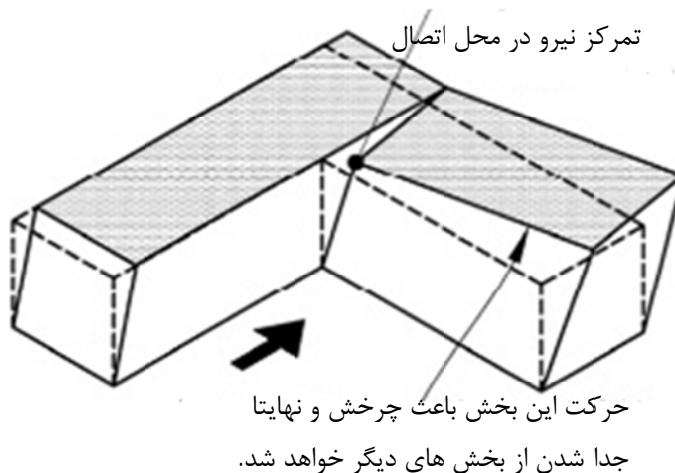
1-1-2- نامنظمی هندسی: در مواردی که پس رفتگی هم زمان در دو جهت در یکی از گوشه های

ساختمان بیشتر از 20 درصد طول پلان در آن جهت باشد. (شکل 1)



شکل (1): نامنظمی هندسی در پلان ساختمان

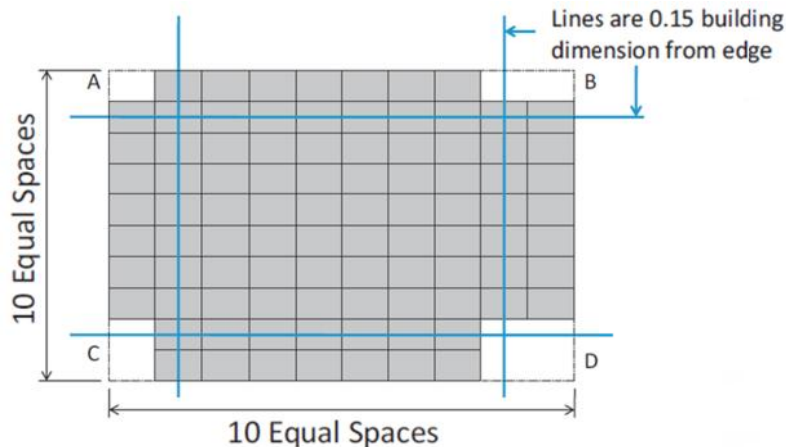
توجه: وجود این نامنظمی باعث می گردد بخش های مختلف ساختمان در زلزله تمایل به حرکات مستقل داشته باشند. و نهایتاً باعث پیچش و تخریب نواحی اتصال آن ها خواهد شد. (شکل 2). در واقع دیافراگم می باید برای نیروهای درون صفحه طراحی گردد.



شکل (2): تاثیر نامنظمی هندسی در پلان ساختمان

تفاوت در ASCE7-10: شرط نامنظمی هندسی در ASCE7-10، 15 درصد می باشد.

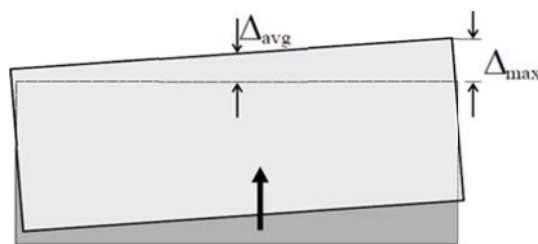
نکته قابل توجه این است که اگر مقدار پس رفتگی تنها در یک جهت بیشتر از مقادیر اشاره شده باشد، ایجاد نامنظمی هندسی نمی گردد. برای نمونه نامنظمی پلان نشان داده شده در شکل 3 مطابق ضوابط ASCE7-10، تنها به دلیل شرایط گوشه D می باشد.



only corner D would cause a reentrant corner irregularity

شکل (3): نامنظمی هندسی در پلان ساختمان مطابق ASCE7-10

2-1-2- نامنظمی پیچشی: در مواردی که حداکثر تغییرمکانی نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن  $A_j=1/0$  بیشتر از 20 درصد متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. در این موارد نامنظمی پیچشی "زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیشتر از 40 درصد باشد، نامنظمی "شدید" پیچشی توصیف می شود. (شکل 4)



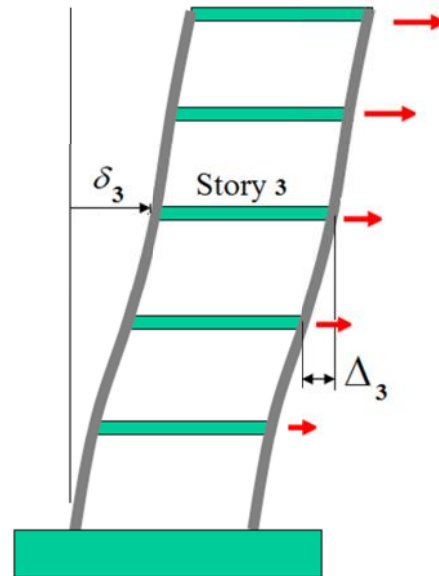
$$\Delta_{max} < 1.2\Delta_{avg} \text{ No irregularity}$$

$$1.2\Delta_{avg} \leq \Delta_{max} \leq 1.4\Delta_{avg} \text{ Irregularity}$$

$$\Delta_{max} > 1.4\Delta_{avg} \text{ Extreme irregularity}$$

شکل (4): نامنظمی پیچشی در پلان ساختمان

تغییر شکل نسبی هر طبقه از اختلاف تغییر شکل مطلق بالا و پایین آن طبقه بدست می آید. (شکل 5)



شکل (5): تغییر شکل نسبی طبقات

توجه: وجود این نامنظمی باعث ایجاد تخریب اعضای گوشه ساختمان به دلیل تغییر شکل زیاد در زلزله می گردد. (شکل 6)

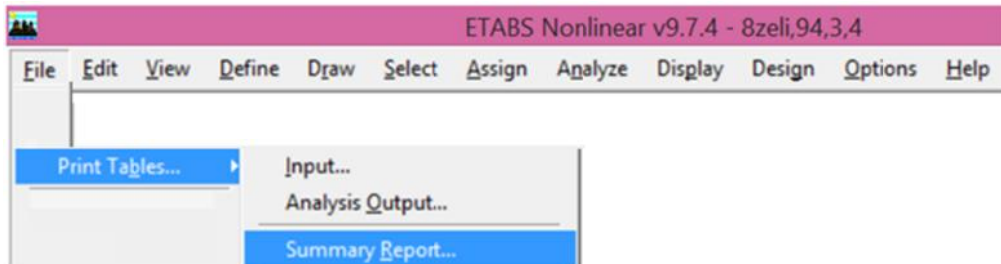


شکل (6): تخریب ستون های گوشه ناشی از پیچش



محدودیت در احداث ساختمان های نامنظم پیچشی: احداث ساختمان های با نامنظمی "شدید پیچشی" در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر، تنها بر روی زمین نوع I، II و III مجاز است.

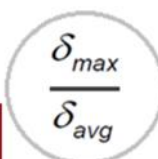
کنترل نامنظمی پیچشی در نرم افزار ETABS 9.7.4: با توجه به اینکه در نرم افزار تغییر شکل مطلق طبقات ارائه می شود، برای کنترل دقیق نامنظمی پیچشی، می باید مقدار تغییر شکل نسبی در گوشه ها را از اختلاف تغییر شکل مطلق بالا و پایین آن در هر طبقه بدست آورد. اما برای سرعت بخشیدن به روند طراحی در مراحل ابتدایی، می توان از خروجی نرم افزار که تحت عنوان "نسبت حداکثر تغییر شکل مطلق به میانگین طبقه" استفاده کرد. به طوری که اگر این نسبت بیشتر از 1/2 باشد نامنظمی زیاد پیچشی و اگر بیشتر از 1/4 باشد نامنظمی شدید پیچشی رخ خواهد داد. (شکل 7)



ETABS v9.7.4 File:4 Units:Ton-m September 18, 2015 19:13 PAGE 15

**STORY MAXIMUM AND AVERAGE LATERAL DISPLACEMENTS**

STORY	LOAD	DIR	MAXIMUM	AVERAGE	RATIO
+16.30	EY	X	0.0474	0.0466	1.017
+12.80	EY	X	0.0363	0.0330	1.100
+9.70	EY	X	0.0259	0.0235	1.102
+6.60	EY	X	0.0157	0.0144	1.093
+3.50	EY	X	0.0074	0.0069	1.069
+16.30	EYP	Y	0.0601	0.0478	1.257
+12.80	EYP	Y	0.0472	0.0352	1.342
+9.70	EYP	Y	0.0343	0.0255	1.342
+6.60	EYP	Y	0.0211	0.0157	1.345
+3.50	EYP	Y	0.0099	0.0075	1.312
+16.30	EYN	Y	0.0474	0.0412	1.153
+12.80	EYN	Y	0.0376	0.0345	1.089
+9.70	EYN	Y	0.0273	0.0250	1.090
+6.60	EYN	Y	0.0168	0.0154	1.092
+3.50	EYN	Y	0.0078	0.0074	1.050

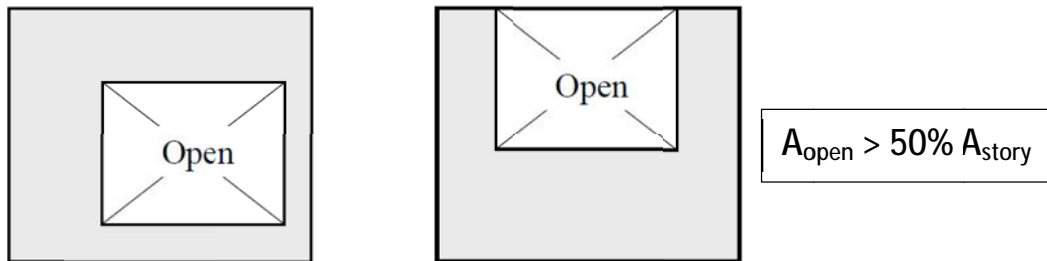


$$\frac{\delta_{max}}{\delta_{avg}}$$

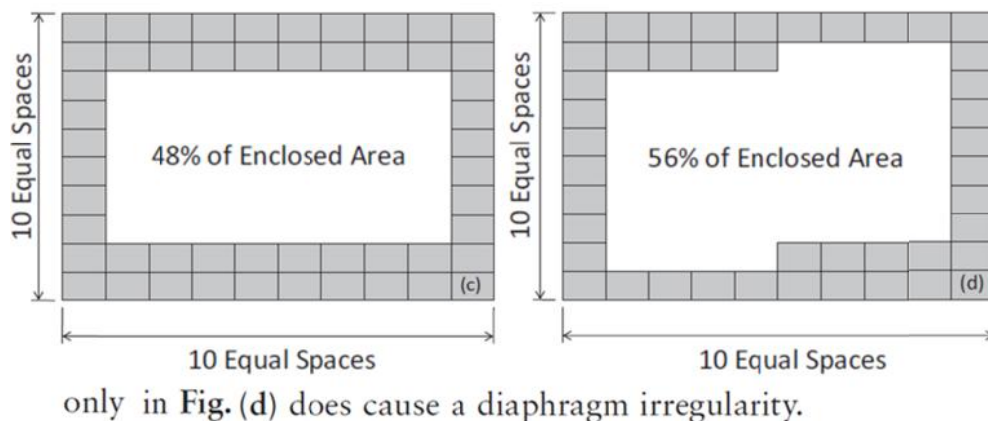
شکل (7): نسبت حداکثر تغییر شکل مطلق به میانگین طبقه

3-1-2- نامنظمی در دیافراگم: این نامنظمی شامل دو حالت نامنظمی در مساحت دیافراگم و نامنظمی در سختی دیافراگم می شود.

الف- نامنظمی در مساحت دیافراگم: در مواردی که تغییرناگهانی در مساحت دیافراگم، به میزان مجموع سطوح بازشوی بیشتر از 50 درصد سطح طبقه، وجود داشته باشد. (شکل 8 و 9)



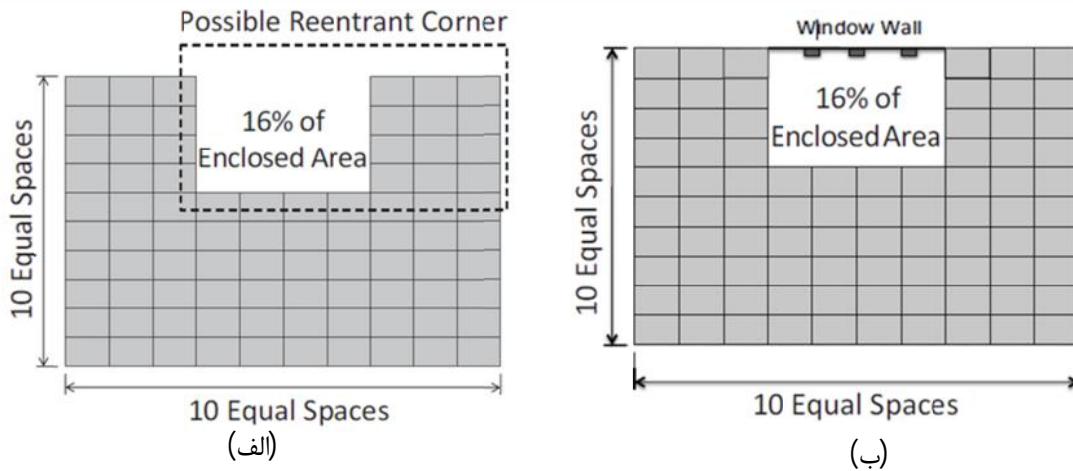
شکل (8): نامنظمی در مساحت دیافراگم



شکل (9): نامنظمی در مساحت دیافراگم

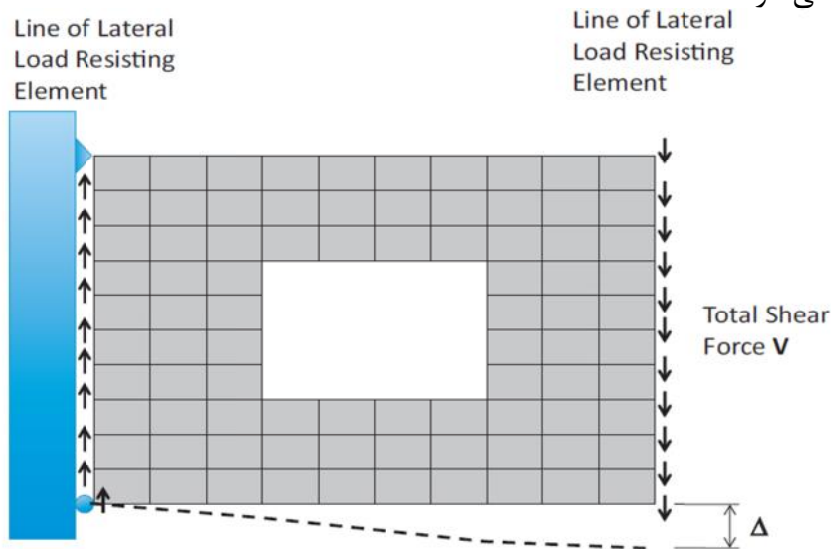
توجه: وجود این نامنظمی باعث می گردد در زلزله تغییر شکل های زیادی در دیافراگم ایجاد شود. بنابراین دیافراگم می باید برای نیروهای درون صفحه ناشی از زلزله طراحی گردد.

نکته در ASCE7-10: در صورتی که بازشو در لبه دیافراگم باشد و مساحت آن از 15 درصد کل مساحت دیافراگم بیشتر باشد، احتمال نامنظمی به دلیل مشابهت با نامنظمی هندسی رخ خواهد داد. (در صورتی که در هر دو جهت بیش از 15 درصد باشد، شکل 10-الف). اما اگر لبه بازشو با دیوار برشی با یا بدون پنجره بسته شده باشد، بازشو میانی محسوب می شود و نامنظمی تنها در صورت بزرگتر بودن از 50 درصد مساحت کل رخ خواهد داد. (شکل 10-ب)



شکل (10): وجود بازشو در کنار دیافراگم

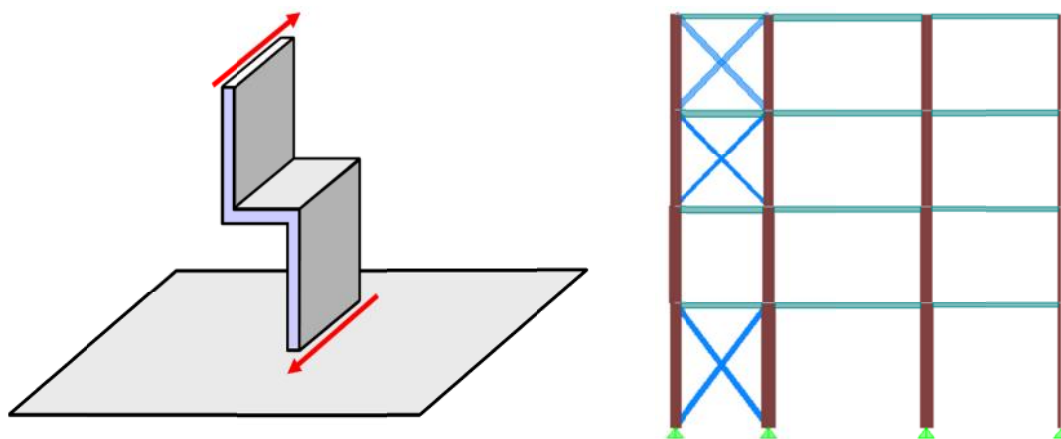
ب- نامنظمی در سختی دیافراگم: این نوع نامنظمی ناشی از تغییر ناگهانی در سختی دیافراگم طبقات می باشد، به طوری که اگر میزان سختی دیافراگم یک طبقه بیشتر از 50 درصد سختی طبقات مجاور باشد، برای تعیین سختی دیافراگم یک طبقه می توان از مدل ارائه شده در شکل 11 استفاده کرد. در این مدل بعد از مش بندی کف یک سمت دیافراگم مهار شده و در سمت دیگر نیروی برشی درون صفحه  $V$  اعمال می شود. بعد از یک تحلیل دوبعدی (درون صفحه دیافراگم) و تعیین تغییر شکل  $\Delta$ ، سختی از رابطه  $V/\Delta$  تعیین می گردد.



Finite element model for determining diaphragm stiffness

شکل (11): مدل ساده تعیین سختی دیافراگم

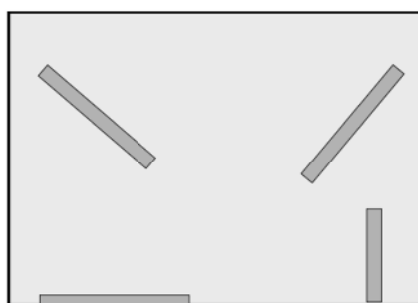
4-1-2- نامنظمی خارج از صفحه: در مواردی که در سیستم باربرجانبی انقطاعی در مسیر انتقال نیروی جانبی مانند تغییر صفحه، حداقل در یکی از اجزای باربر جانبی در طبقات، وجود داشته باشد. (شکل 12)



شکل (12): نامنظمی خارج از صفحه اجزاء باربر جانبی

توجه: وجود این نامنظمی باعث می گردد انتقال نیروها بین اجزاء باربر جانبی از طریق دیافراگم صورت گیرد. بنابراین طراحی دیافراگم در محدوده انتقال بار اهمیت زیادی دارد.

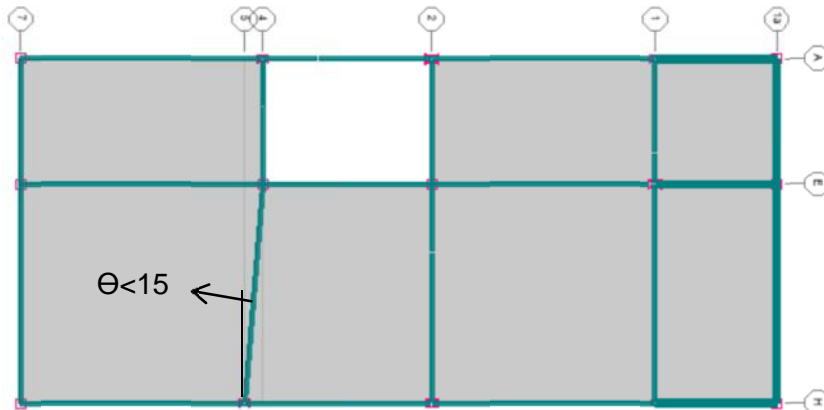
5-1-2- نامنظمی سیستم های غیر موازی: در مواردی که بعضی اجزای قائم باربر جانبی به موازات محورهای متعامد اصلی ساختمان نباشد. (شکل 13)



شکل (13): نامنظمی سیستم های غیر موازی

توجه: وجود این نامنظمی در توزیع نیروهای ناشی از زلزله بین عناصر مقاوم و شکل موده های ساختمان اثرات قابل توجهی میگذارد. توصیه می گردد در صورت ایجاد این نامنظمی در ساختمان با هر تعداد طبقه، از تحلیل دینامیکی استفاده گردد.

در صورتی که محور اجزاء بار بر جانبی نسبت به محورهای اصلی ساختمان، زاویه ای کمتر از 15 درجه دارا باشد، قابل اغماض است. (شکل 14)

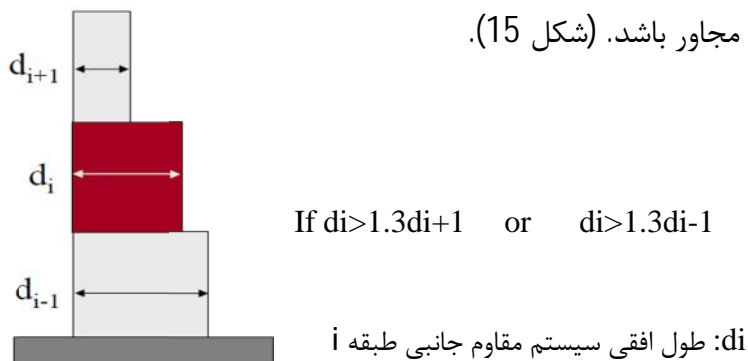


شکل (14): چشم پوشی از زاویه کم سیستم های غیر موازی (برای نمونه قاب خمشی)

## 2-2- شرایط نامنظمی در ارتفاع

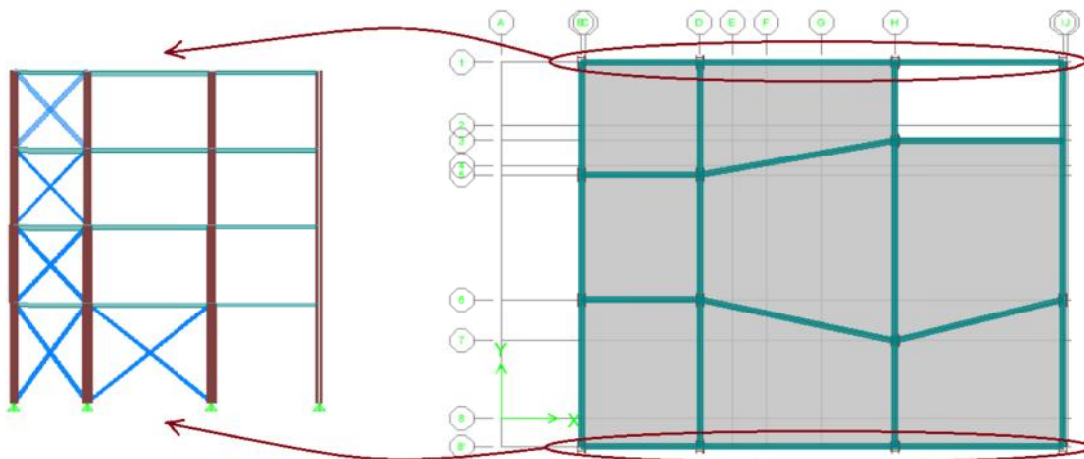
وجود هر یک از شروط 1-2-2 تا 5-2-2 در ساختمان باعث ایجاد نامنظمی در ارتفاع می گردد.

1-2-2- نامنظمی هندسی: در مواردی که ابعاد افقی سیستم باربر جانبی در هر طبقه بیشتر از 130 درصد آن در طبقات مجاور باشد. (شکل 15).

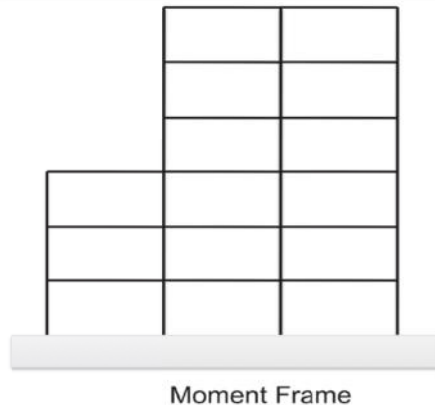


شکل (15): نامنظمی هندسی در ارتفاع

نمونه ای از نامنظمی هندسی در ارتفاع برای سیستم قاب ساده مهاربندی و قاب خمشی در شکل های 16 و 17 نشان داده شده است.



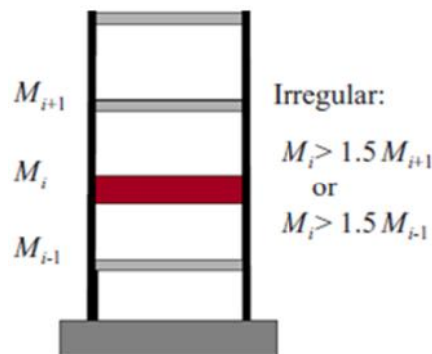
شکل (16): نمونه نامنظمی هندسی در ارتفاع در سیستم قاب ساده مهاربندی



شکل (17): نمونه نامنظمی هندسی در ارتفاع در سیستم قاب خمشی

توجه: وجود این نامنظمی باعث ایجاد تخریب ستون ها و دیگر اعضاء در مرز دو طبقه ای که تغییر قابل توجهی در ابعاد افقی سیستم باربر جانبی داشته اند، می گردد.

2-2-2- نامنظمی جرمی: در مواردی که جرم هر طبقه بیشتر از 50 درصد با جرم های طبقات مجاور تفاوت داشته باشد، (شکل 18). طبقات بام و خرپشته از این تعریف مستثنا هستند.

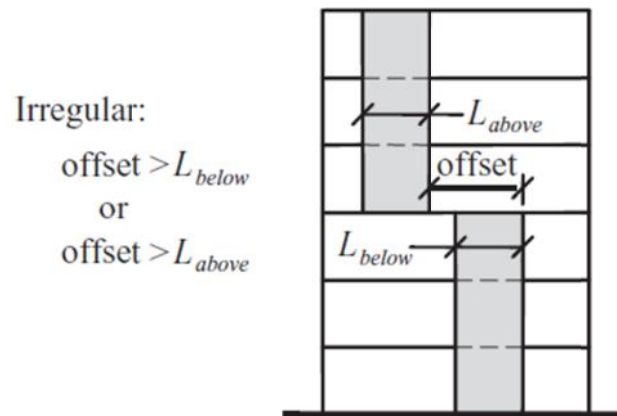


شکل (18): نامنظمی جرمی در ارتفاع

توجه: وجود این نامنظمی باعث حرکت مستقل طبقه با جرم متفاوت و در نهایت ایجاد تخریب می گردد. توصیه استفاده از تحلیل دینامیکی در این شرایط می باشد. استثناء در ASCE7-10: اگر Drift هر طبقه کمتر از 1/3 برابر Drift طبقه روی خود باشد، نامنظمی جرمی قابل چشم پوشی است.

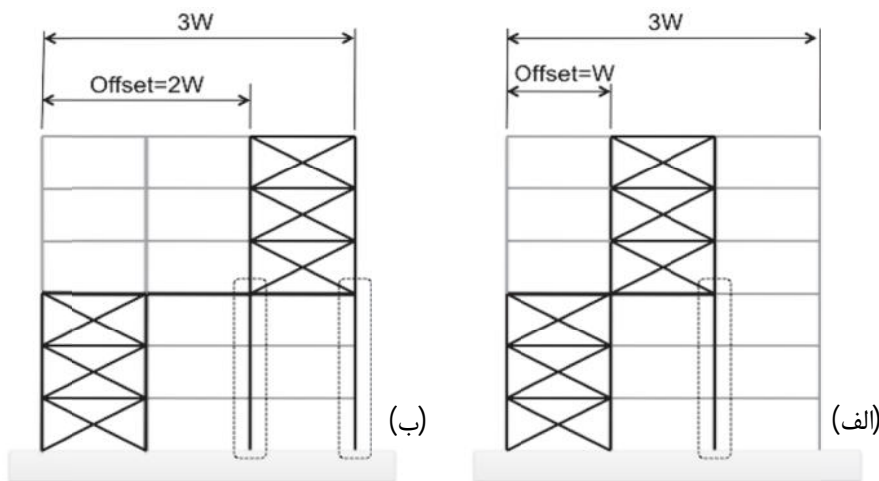
2-2-3- نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی: در مواردی که جزئی از سیستم باربر جانبی در ارتفاع قطع شده باشد، به طوری که آثار ناشی از واژگونی روی تیرها، دال ها، ستون ها و دیوارهای تکیه گاهی

تغییراتی ایجاد کند. در شرایطی این نامنظمی رخ خواهد داد که عضو باربر جانبی در ارتفاع جابجایی درون صفحه بیش از حداکثر طول اعضای باربر جانبی پایین و بالا داشته باشد. (شکل 19)



شکل (19): نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع

در شرایطی که عضو باربر جانبی در ارتفاع جابجایی درون صفحه برابر طول افقی خود داشته باشد، سازه در آستانه نامنظمی قرار می گیرد. (شکل 20-الف). اگر جابجایی بیشتر باشد، ستون ها یا دیگر اعضاء زیر عضو باربر جانبی فوقانی تحت آثار ناشی از واژگونی قرار گرفته و سازه نامنظم خواهد شد. (شکل 20-ب)

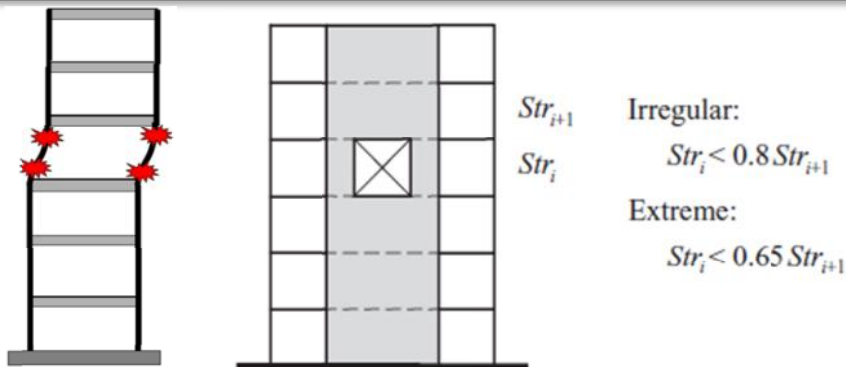


شکل (20): جابجایی درون صفحه سیستم باربر جانبی در ارتفاع

توجه: در صورت وجود این نامنظمی، می باید کلیه اعضای تکیه گاهی که تحت تاثیر واژگونی قرار دارند، برای نیروی ناشی از زلزله تشدید یافته طرح شوند.

4-2-2- نامنظمی مقاومت جانبی: در مواردی که مقاومت جانبی طبقه از 80 درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود کمتر باشد، چنین طبقه ای اصطلاحاً "طبقه ضعیف" نامیده می شود. در مواردی که مقدار فوق به 65 درصد کاهش یابد، طبقه اصطلاحاً "طبقه خیلی ضعیف" توصیف می شود. (شکل 21)



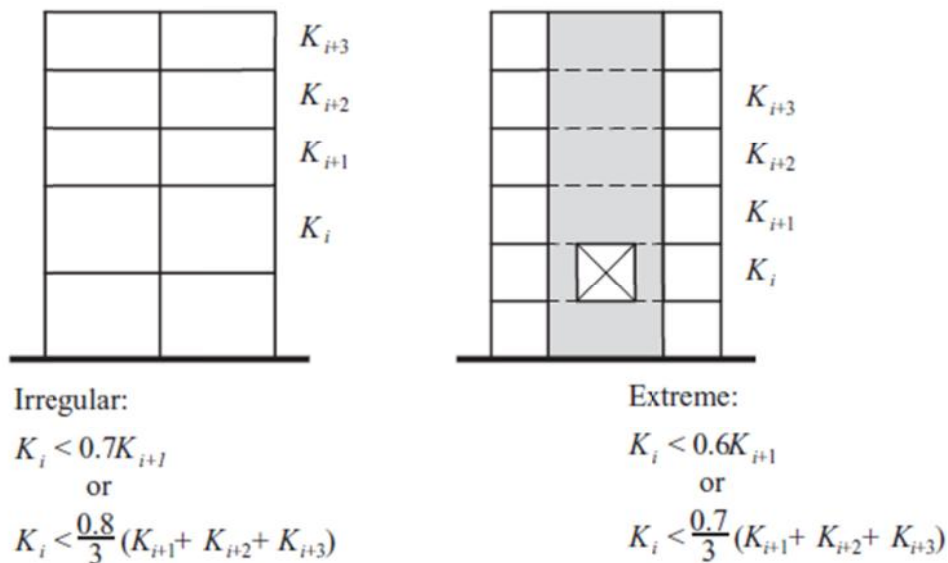


شکل (21): نامنظمی مقاومت جانبی

محدودیت در احداث ساختمان های نامنظم مقاومت جانبی: احداث ساختمان های با طبقه خیلی ضعیف در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر مجاز نیست.

تفاوت محدودیت در ASCE7-10: احداث ساختمان های با طبقه ضعیف در مناطق خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد (نواحی E و F در ASCE) و ساختمان های با طبقه خیلی ضعیف در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر (نواحی D و E و F در ASCE) مجاز نیست.

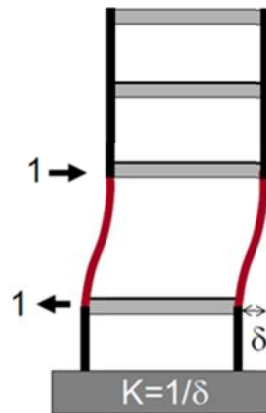
5-2-2- نامنظمی سختی جانبی: در مواردی که سختی جانبی هر طبقه کمتر از 70 درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از 80 درصد متوسط سختی های جانبی سه طبقه روی خود باشد. چنین طبقه ای اصطلاحاً طبقه نرم نامیده می شود. در مواردی که مقادیر فوق به ترتیب به 60 درصد و 70 درصد کاهش پیدا کنند، طبقه اصطلاحاً طبقه خیلی نرم توصیف می شود. (شکل 22)



شکل (22): نامنظمی سختی جانبی



برای تعیین سختی طبقه می توان بعد از اعمال نیروی واحد و تعیین جابجایی طبقه، از رابطه  $K=1/\delta$  استفاده کرد. (شکل 23)



شکل (23): تعیین سختی جانبی طبقه

توجه: وجود این نامنظمی باعث ایجاد تغییر شکل قابل توجه طبقه نرم و احتمال خرابی ناشی از اثرات P-Delta می گردد.



شکل (24): اثرات طبقه نرم

محدودیت در احداث ساختمان های نامنظم مقاومت جانبی: احداث ساختمان های با "طبقه خیلی نرم" در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر، تنها بر روی زمین های نوع I، II و III مجاز است.

تفاوت محدودیت در ASCE7-10: احداث ساختمان های با "طبقه خیلی نرم" در مناطق خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد (نواحی E و F در ASCE) مجاز نیست.

استثناء در ASCE7-10: اگر Drift هر طبقه کمتر از  $1/3$  برابر Drift طبقه روی خود باشد، نامنظمی سختی جانبی قابل چشم پوشی است.

### 3- گروه بندی ساختمان ها بر حسب سیستم سازه ای

ساختمان ها بر حسب سیستم سازه ای به شش گروه تقسیم بندی می گردند.

الف- سیستم دیوارهای باربر

ب- سیستم قاب ساختمانی

ج- سیستم قاب خمشی

د- سیستم دوگانه یا ترکیبی

ه- سیستم کنسولی

و- سایر سیستم ها

توضیحات مربوط به سه سیستم متداول قاب ساختمانی، قاب خمشی و سیستم دوگانه در بندهای 1-3 تا 3-3 اشاره شده است.

#### 3-1- سیستم قاب ساختمانی

نوعی سیستم سازه ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط قاب های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط دیوارهای برشی یا قاب های مهاربندی شده تأمین می شود. قاب های ساختمانی در این سیستم می توانند دارای اتصالات ساده و یا گیردار باشند، ولی در تحمل بارهای جانبی مشارکت نخواهند داشت.

در صورت وجود اتصالات گیردار، قاب های گیردار باید قادر به تحمل اثر ناشی از اثر  $P - \Delta$  باشند. محدودیت ارتفاعی سیستم های قاب ساختمانی، در استاندارد 2800 و ASCE7-10 در جدول شماره 2 ارائه گردیده است. در صورتی که شیراز معادل منطقه D پهنه بندی لرزه ای ASCE7 در نظر گرفته شود، اختلاف محدودیت های ارتفاعی استاندارد 2800 و ASCE7-10 در جدول مشخص شده است.

جدول (2) : محدودیت ارتفاعی سیستم های قاب ساختمانی

ASCE7-10					2800-4		
Seismic Design Category					H (متر)	سیستم مقاوم در برابر نیروی های جانبی	سیستم سازه
B	C	D	E	F			
NL	NL	48.7	48.7	30.5	50	1- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه [2]	ب- سیستم قاب ساختمانی
-	-	-	-	-	35	2- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	
NL	NL	NP	NP	NP	-	3- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [1]	
NL	48.7	NP	NP	NP	15	4- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	
NL	NL	48.7	48.7	30.5	50	5- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [2]	
NL	NL	48.7	48.7	30.5	50	6- مهاربندی کمانش تاب	
NL	NL	10.6	10.6	NP	15	7- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	
NL	NL	48.7	48.7	30.5	50	8- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [2]	

مجاز نیست NP= Not Permitted , بدون محدودیت NL= Not Limited

[1] برای ساختمان های «بااهمیت خیلی زیاد و زیاد» در تمام مناطق لرزه خیزی مجاز نیست. و برای «ساختمان های با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه خیزی 1 و 2 مجاز نیست. ارتفاع حداکثر برای ساختمان های «بااهمیت متوسط» در مناطق 3 و 4 به 15 متر محدود می گردد.

[2] ارتفاع مجاز در صورتی که شرایط زیر موجود باشد ، می تواند از 50 متر به 75 متر افزایش یابد:

الف- زمین ساختگاه از نوع I ، II و III باشد.

ب- ساختمان دارای نامنظمی در پلان از نوع شدید پیشگی نباشد.

پ- ساختمان در هر امتداد اصلی دارای سیستم مقاوم جانبی در هر دو طرف مرکز جرم باشد.

### 3-2- سیستم قاب خمشی

نوعی سیستم سازه ای است که در آن بارهای قائم توسط قاب های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی نیز توسط قاب های خمشی تأمین می گردد.

سازه های با } قاب های خمشی کامل  
قاب های خمشی در پیرامون  
قاب های خمشی در قسمتی از پلان و قاب های ساده در سایر قسمت های پلان

محدودیت ارتفاعی سیستم های قاب خمشی، در استاندارد 2800 و ASCE7-10 در جدول شماره 3 ارائه گردیده است. در صورتی که شیراز معادل منطقه D پهنه بندی لرزه ای ASCE7 در نظر گرفته شود، اختلاف محدودیت های ارتفاعی استاندارد 2800 و ASCE7-10 در جدول با علامت دایره مشخص شده است.

جدول (3): محدودیت ارتفاعی سیستم های قاب خمشی

ASCE7-10					2800-4		
Seismic Design Category					H (متر)	سیستم مقاوم در برابر نیروی های جانبی	سیستم سازه
B	C	D	E	F			
NL	NL	NL	NL	NL	200	1- قاب خمشی بتن آرمه ویژه	ب- سیستم قاب خمشی
NL	NL	NP	NP	NP	35	2- قاب خمشی بتن آرمه متوسط	
NL	NP	NP	NP	NP	-	3- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [1]	
NL	NL	NL	NL	NL	200	4- قاب خمشی فولادی ویژه	
NL	NL	35	NP	NP	50	5- قاب خمشی فولادی متوسط	
NL	NL	NP	NP	NP	-	6- قاب خمشی فولادی معمولی [1]	

NL= Not Limited بدون محدودیت

NP= Not Permitted مجاز نیست

[1] برای ساختمان های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» در تمام مناطق لرزه خیزی مجاز نیست. برای ساختمان های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه خیزی 1 و 2 مجاز نیست. ارتفاع حداکثر این سیستم برای ساختمان های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه خیزی 3 و 4 به 15 متر محدود می گردد.

### 3-3- سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه ای است که در آن:

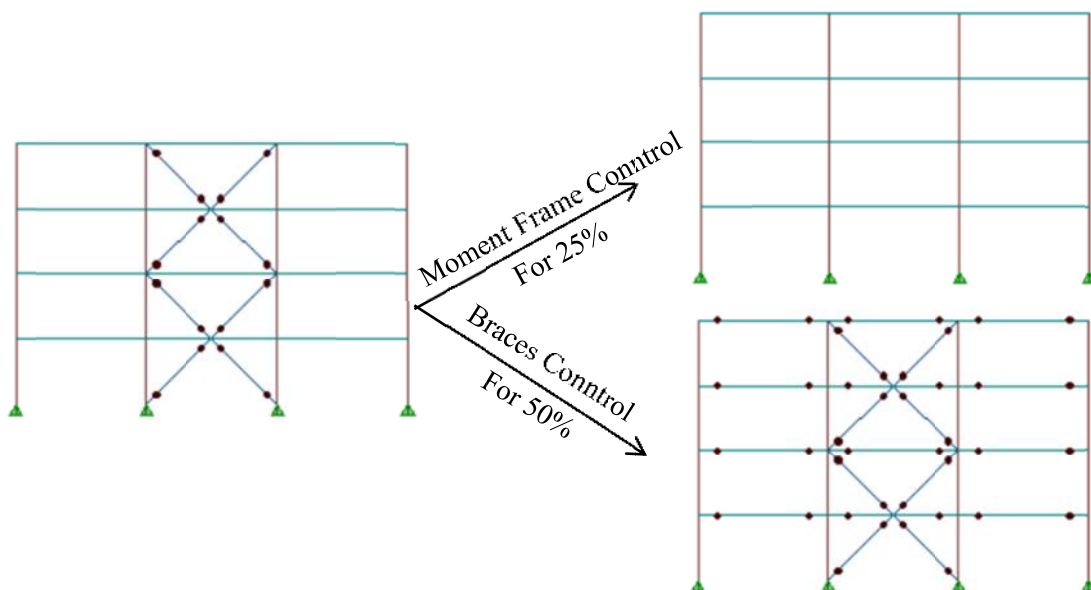
الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قاب های ساختمانی تحمل می شوند.

ب-مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه ای از دیوارهای برشی یا قاب های مهاربندی شده همراه با مجموعه ای از قاب های خمشی تأمین می شود. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات، تعیین می گردد.

پ-قاب های خمشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل 25 درصد نیروهای جانبی در تراز پایه و دیوارهای برشی یا قاب های مهاربندی شده باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل 50 درصد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند. (شکل 25)

محدودیت ارتفاعی سیستم های دوگانه، در استاندارد 2800 و ASCE7-10 در جدول شماره 4 ارائه گردیده است. در صورتی که شیراز معادل منطقه D پهنه بندی لرزه ای ASCE7 در نظر گرفته شود، اختلاف محدودیت های ارتفاعی استاندارد 2800 و ASCE7-10 در جدول با علامت دایره مشخص شده است.

تبصره: در مواردی که قاب های خمشی الزام بند (پ) را اقلان نکنند، سیستم دوگانه جزء سیستم قاب ساختمانی محسوب می شود، (شکل 26)، و در مواردی که دیوارهای برشی یا قاب های مهاربندی شده الزام بند فوق را اقلان نکنند، ضریب رفتار  $R$  در آن باید برابر ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی با شکل پذیر متناظر در نظر گرفته شود. (شکل 27)



شکل (25): کنترل قاب خمشی برای 25% و دیواربرشی یا مهاربند برای 50% نیروی زلزله

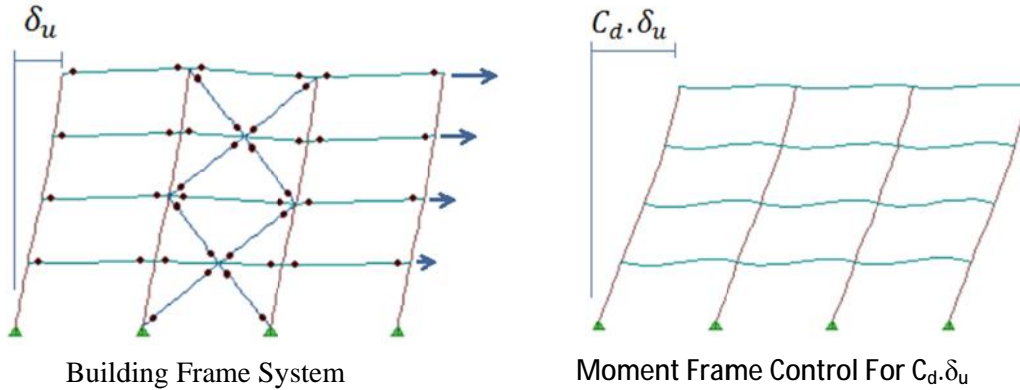
جدول (4): محدودیت ارتفاعی سیستم های دوگانه

ASCE7-10					2800-4		
Seismic Design Category					H (متر)	سیستم مقاوم در برابر نیروی های جانبی	سیستم سازه
B	C	D	E	F			
NL	NL	NL	NL	NL	200	1- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	ت- سیستم دوگانه ترکیبی
NL	NL	160	100	100	70	2- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه ویژه	
-	-	-	-	-	50	3- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	
-	-	-	-	-	50	4- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	
NL	NL	NL	NL	NL	200	5- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی واگرای ویژه فولادی	
-	-	-	-	-	70	6- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی واگرای ویژه فولادی	
NL	NL	NL	NL	NL	200	7- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی همگرای ویژه فولادی	
NL	NL	35	NP	NP	70	8- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی همگرای ویژه فولادی	

NL= Not Limited

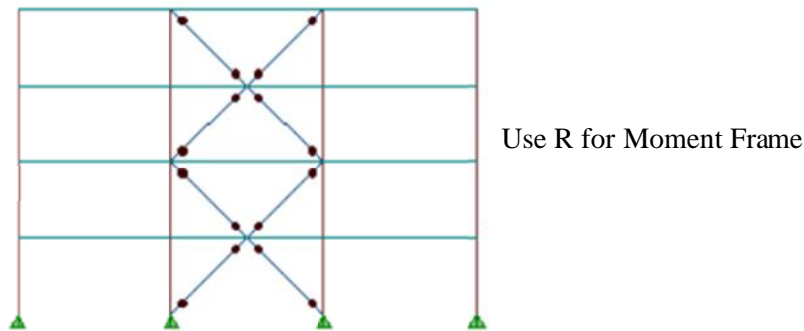
NP= Not Permitted

Moment Frame  
 Not Controlled For 25%



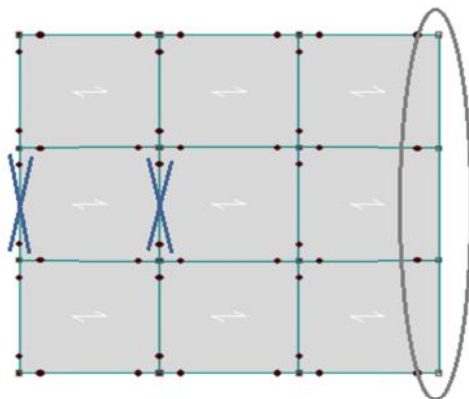
شکل (26): کنترل ها در شرایطی که قاب خمشی قادر به تحمل 25% نیروی زلزله نباشد.

Braces  
 Not Controlled for For 50%



شکل (27): کنترل در شرایطی که دیوارهای برشی یا مهاربندها قادر به تحمل 50% نیروی زلزله نباشد.

متأسفانه در گذشته یکی از روش های رایج برای شرایطی که در یک سمت ساختمان دارای قاب ساده مهاربند وجود نداشت، صلب کردن قاب آن سمت بوده است، (شکل 28). اما در حال حاضر مطابق ضوابط اشاره شده اگر قاب صلب (خمشی) به تنهایی قادر به تحمل 25% نیروی زلزله نباشد، می باید مهاربندها برای کل نیروی زلزله طرح شوند. هر چند برای اصلاح رفتار می توان قاب کناری را صلب کرد اما از ظرفیت لرزه ای آن چشم پوشی کرد.



شکل (28): استفاده نامناسب صلب کردن یک قاب کناری در سیستم قاب ساختمانی.

#### 4- تحلیل استاتیکی معادل

جهت محاسبه برش پایه از رابطه روبرو استفاده می شود: (1-4)  $V_u = C \times W$

در این رابطه:

$V_u$ : نیروی برشی در حد مقاومت.

$W$ : وزن موثر لرزه ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم کننده به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (5) بار زنده باید به صورت تخفیف نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

$C$ : ضریب زلزله که از رابطه روبرو به دست می آید: (2-4)  $C = \frac{ABI}{R_u}$

در این رابطه:  $A$ : نسبت شتاب مبنای طرح

$B$ : ضریب بازتاب ساختمان

$I$ : ضریب اهمیت ساختمان

$R_u$ : ضریب رفتار ساختمان

مقدار برش پایه  $V_u$  در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار روبرو در نظر گرفته شود:  $V_{u\min} = 0.12AIW$

درصد میزان بار زنده	محل بار زنده
20	بام های ساختمان ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین
-	بام های ساختمان ها در سایر مناطق
20	ساختمان های مسکونی، اداری، هتل ها و پارکینگ ها
20	بیمارستان ها، مدارس، فروشگاه ها، ساختمان های محل اجتماع یا ازدحام
حداقل 40	کتابخانه ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)
100	مخازن آب و سایر مایعات

جدول (5): درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی



#### 1-4-1 - مراحل گام به گام جهت محاسبه نیروی برشی در حد مقاومت (برش پایه)

محاسبات مربوط به این قسمت در بندهای 1-1-4 تا 6-1-4 ارائه می گردد.

1-1-4-1 - با توجه به پهنه خطر نسبی زلزله و به کمک جدول (6) نسبت شتاب مبنای طرح، A، مشخص می شود.

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
1	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	0/35
2	پهنه با خطر نسبی زیاد	0/30
3	پهنه با خطر نسبی متوسط	0/25
4	پهنه با خطر نسبی کم	0/20

جدول (6) نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی مختلف

1-4-2 - ضریب اهمیت ساختمان، I، با توجه به گروه طبقه بندی آنها مطابق جدول (7) مشخص می شود.

ضریب اهمیت	طبقه بندی ساختمان
1/4	گروه 1
1/2	گروه 2
1/0	گروه 3
0/8	گروه 4

جدول (7) ضریب اهمیت ساختمان

1-4-3 - با توجه به سیستم سازه ای در هر راستای اصلی ساختمان و محدودیتهای مطرح شده در این

بند ضریب رفتار ساختمان،  $R_u$ ، مطابق جدول (8) انتخاب می شود.

جدول (8): ضریب رفتار و دیگر پارامترهای سیستم های مقاوم جانبی

H <sub>m</sub>	C <sub>d</sub>	Ω <sub>0</sub>	R <sub>u</sub>	سیستم مقاوم در برابر بار جانبی	سیستم سازه ای
50	5	2/5	5	1- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	الف - سیستم دیوارهای باربر
50	4	2/5	4	2- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	
-	3/5	2/5	3/5	3- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی	
15	3	2/5	3	4- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	
15	3/5	2	4	5- دیوارهای متشکل از قابهای سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه ای فولادی	
15	4	3	5/5	6- دیوارهای متشکل از قابهای سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	
10	3	2	3	7- دیوارهای بتن پاششی سه بعدی	
50	5	2/5	6	1- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	ب - سیستم قاب ساختمانی
35	4	2/5	5	2- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	
-	3	2/5	4	3- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی	
15	2/5	2/5	3	4- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	
50	4	2	7	5- مهاربندی واگرای ویژه فولادی	
50	5	2/5	7	6- مهاربندی کمانش تاب	
15	3/5	2	3/5	7- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	
50	5	2	5/5	8- مهاربندی همگرای ویژه فولادی	

ادامه جدول (8): ضریب رفتار و دیگر پارامترهای سیستم های مقاوم جانبی

H <sub>m</sub>	C <sub>d</sub>	Ω <sub>0</sub>	R <sub>u</sub>	سیستم مقاوم در برابر بار جانبی	سیستم سازه
200	5/5	3	7/5	1- قاب خمشی بتن آرمه ویژه	پ- سیستم قاب خمشی
35	4/5	3	5	2- قاب خمشی بتن آرمه متوسط	
-	2/5	3	3	3- قاب خمشی بتن آرمه معمولی	
200	5/5	3	7/5	4- قاب خمشی فولادی ویژه	
50	4	3	5	5- قاب خمشی فولادی متوسط	
-	3	3	3/5	6- قاب خمشی فولادی معمولی	
200	5/5	2/5	7/5	1- قاب خمشی ویژه (بتنی یا فولادی) + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی
70	5	2/5	6/5	2- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه ویژه	
50	4/5	2/5	6	3- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	
50	4/5	2/5	6	4- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	
200	4	2/5	7/5	5- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی واگرای ویژه فولادی	
70	5	2/5	6	6- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی واگرای ویژه فولادی	
200	5/5	2/5	7	7- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی همگرای ویژه فولادی	
70	5	2/5	6	8- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی همگرای ویژه فولادی	
10	2	1/5	2	1- سازه های فولادی یا بتن آرمه ویژه	ث- سیستم کنسولی

4-1-4- زمان تناوب اصلی نوسان،  $T$ ، بدست می آوریم:

4-1-4-1 زمان تناوب ساختمان های متعارف

ساختمان های متعارف به ساختمان هایی اطلاق می شود که توزیع جرم و سختی در ارتفاع آنها عمدتاً به صورت متناسب تغییر کند. در این ساختمان ها زمان تناوب اصلی نوسان را می توان از روابط تجربی زیر به دست آورد .

الف - برای ساختمان های با سیستم قاب خمشی

1- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد ننمایند:

- در قاب های فولادی

$$T=0.08H^{0.75} \quad (3-4)$$

- در قاب های بتن آرمه

$$T=0.05H^{0.9} \quad (4-4)$$

2- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد نمایند :

مقدار  $T$  باید برابر با 80 درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته شود .

ب- برای ساختمان های با سیستم مهاربندی واگرا ، مشابه قاب های فولادی

پ - برای ساختمان های با سایر سیستم های مندرج در جدول (7) ، به غیر از سیستم کنسولی ، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی :

$$T=0.05H^{0.75} \quad (5-4)$$

4-1-4-2 ساختمان های غیر متعارف

ساختمان های غیر متعارف به ساختمان هایی اطلاق می شوند که مشمول تعریف بند (4-1-4-1) نمی گردند ، مانند ساختمان مساجد ، آمفی تئاترها ، سالن های ورزشی ، گنبد ها و ... در این ساختمان ها زمان تناوب اصلی نوسان باید با استفاده از تحلیل دینامیکی ساختمان و با منظور داشتن ضوابط زیر تعیین گردد.

الف - در مواردی که جداگرهای میانقابی در مدل تحلیلی منظور شده باشند.  $T=T_D$

ب- در مواردی که جداگرهای میانقابی در مدل تحلیلی منظور نشده باشند.  $T=0.8T_D$

در این روابط  $T_D$  زمان تناوب اصلی انتقالی در تحلیل دینامیکی است .

تبصره : در محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان های بتن آرمه اثر ترک خوردگی اعضاء در سختی خمشی آنها باید در نظر گرفته شود . بدین منظور می توان سختی موثر اعضا را برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت :

$I_e = 0.5I_g$  - در تیرها

$I_e = I_g$  - در ستون ها و دیوارها

4-1-5- به کمک جدول (9) و نوع خاک و پهنه خطر نسبی زلزله پارامترهای لرزه ای  $T_0$ ،  $T_s$  و  $S_0$  و  $S$

مشخص می شوند:

خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد		خطر نسبی کم و متوسط		$T_s$	$T_0$	نوع زمین
$S_0$	$S$	$S_0$	$S$			
1/0	1/50	1/0	1/50	0/4	0/10	I
1/0	1/50	1/0	1/50	0/5	0/10	II
1/1	1/75	1/1	1/75	0/7	0/15	III
1/1	1/75	1/3	2/25	1/0	0/15	IV

جدول (9) پارامترهای مربوط به روابط محاسبه ضریب شکل طیف،  $B_1$

4-1-6- به کمک بند 4-1-6-1 ضریب شکل طیف،  $B_1$ ، ضریب اصلاح طیف،  $N$ ، و ضریب بازتاب،  $B$ ،

مشخص می شود:

4-1-6-1 ضریب بازتاب ساختمان،  $B$

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است . این ضریب با استفاده از رابطه (4-6) تعیین می شود

$$B = B_1 \times N \quad (6-4)$$

در این رابطه  $B_1$  ضریب شکل طیف و  $N$  ضریب اصلاح طیف است .

4-1-6-1-1 ضریب شکل طیف  $B_1$ ، با در نظر گرفتن بزرگ نمایی خاک در پریودهای مختلف و

میزان لرزه خیزی منطقه مشخص می شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر تعیین می گردد.

$$B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1)(T / T_0) \quad 0 < T < T_0$$

$$B_1 = S + 1 \quad T_0 < T < T_s \quad (7-4)$$

$$B_1 = (S + 1)(T_s / T) \quad T > T_s$$

2-1-6-1-4 ضریب اصلاح طیف،  $N$ ، به شرح زیر تعیین می شود:

الف- برای پهنه های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N = 1 \quad T < T_s$$

$$N = \frac{0.7}{4 - T_s} + (T - T_s) + 1 \quad T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (8-4 \text{ الف})$$

$$N = 1.7 \quad T > 4 \text{ sec}$$

ب- برای پهنه های با خطر نسبی متوسط و کم

$$N = 1 \quad T < T_s$$

$$N = \frac{0.4}{4 - T_s} + (T - T_s) + 1 \quad T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (8-4 \text{ ب})$$

$$N = 1.4 \quad T > 4 \text{ sec}$$

#### 2-4- توزیع نیروی زلزله در ارتفاع

به کمک رابطه زیر مقدار برش پایه بدست آمده در حد مقاومت در ارتفاع توزیع می شود:

$$F_{ui} = \frac{w_i h_i^k}{\sum w_i h_i^k} V_u \quad (9-4)$$

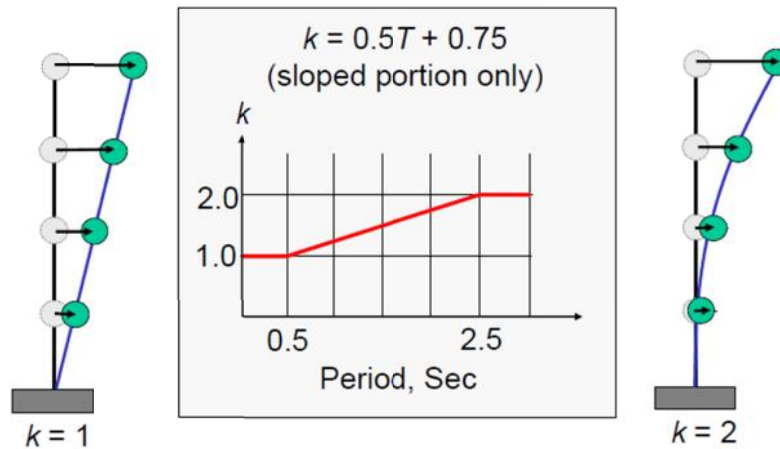
در این رابطه  $F_{ui}$  نیروی جانبی در تراز  $i$

$W_i$  وزن موثر ساختمان

$h_i$  ارتفاع سقف تراز  $i$  از تراز پایه

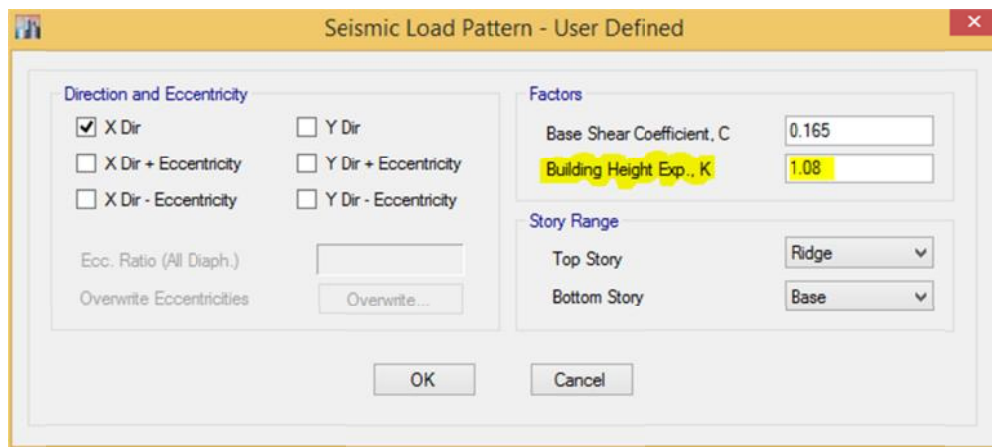
$K$  ضریبی است که نحوه توزیع برش پایه در ارتفاع را با رابطه زیر به دوره تناوب وابسته می کند:

$$K = 0.5T + 0.75 \quad (10-4)$$



شکل (29) تعریف ضریب K

این ضریب در نرم افزار ETASB پس از محاسبه در پنجره مشخص شده در شکل 30 می بایست در نظر گرفته شود.



شکل (30) نحوه اعمال ضریب K در نرم افزار ETABS

### 3-4 - مولفه قائم نیروی زلزله

نیروی قائم زلزله که اثر شتاب مولفه قائم زلزله است می بایست در موارد زیر در نظر گرفته شود:

- 1) کل سازه ساختمانهایی که در پهنه با خطر نسبی زیاد واقع شده اند.
- 2) تیرهای با دهانه های بیش از 15 متر همراه با ستونها و دیوارهای تکیه گاهی آنها
- 3) تیرهایی که بار متمرکز قابل توجهی را تحمل می کنند همراه با ستونها و دیوارهای تکیه گاهی آنها
- 4) بالکن ها و پیش آمدگی هایی که به صورت طره هستند

مولفه قائم نیروی زلزله به کمک رابطه زیر بدست می آید:

$$F_v = 0.6AIW_p \quad (11-4)$$

در این رابطه:

A و I مقادیری هستند که در بند 4-1 به آنها اشاره شد

$W_p$ : برای مورد 1 این بند فقط بار مرده و برای موارد 2 تا 4 بار مرده به همراه کل سربار

این نیرو می بایست هم در جهت بالا و هم پایین به صورت جداگانه به سازه اعمال شود. ضمناً در نظر گرفتن این نیرو رو به بالا در طراحی پی ضروری نیست.

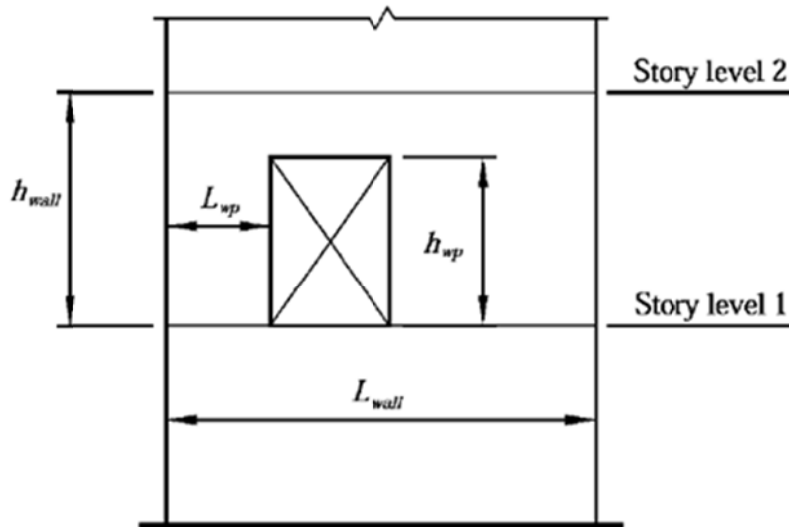
#### 4-4- ضریب نامعینی $\rho$

یکی از اهداف اصلی آیین نامه 2800 تمرکز بر استفاده از سیستم های سازه ای مقاوم در برابر زلزله با درجه نامعینی بالاست. برای دستیابی به این مهم با وضع محدودیت های دو رکن اساسی را بیان می کند. یکی کنترل نامنظمی های شدید پیچشی و دیگری عدم کاهش ناگهانی مقاومت جانبی طبقه یا ظرفیت اعضای باربر جانبی با حذف یک از آنها. بگونه ای که اگر یکی از این دو نقض گردید می بایست مقدار برش پایه را 20 درصد افزایش داد. ( $\rho=1/2$ )

4-4-1- آیین نامه در این خصوص دو حالت متفاوت الف و ب را که در ادامه آورده می شود بیان می کند. در صورتیکه کلیه شرایط حالت الف یا ب ارضا گردد می توان  $\rho=1/0$  در نظر گرفت. لازم به ذکر است که اگر حالت الف برقرار باشد می بایست ضریب نامعینی در هر دو راستای اصلی متعامد یکسان در نظر گرفته شود. بدیهی است در این حالت اگر در یک راستا ضریب نامعینی 1 و در راستای دیگر  $1/2$  بدست آمد، می بایست در هر دو راستا مقدار  $1/2$  در نظر گرفته شود. اگر حالت ب برقرار باشد می توان ضریب نامعینی را در هر دو راستای اصلی متعامد متفاوت در نظر گرفت.

حالت الف: در ساختمان های منظم در پلان، در طبقاتی که برش در آنها از 35 درصد برش پایه تجاوز می کند، حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در هر دو امتداد عمود بر هم، موجود باشد. در سیستم های دارای دیوار برشی تعداد دهانه ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه به دست می آید. (شکل 31)





$$\frac{h_{wall}}{L_{wall}} = \text{نسبت ارتفاع به طول در دیوار برشی}$$

$$\frac{h_{wp}}{L_{wp}} = \text{نسبت ارتفاع به طول در دیوار برشی هم بسته}$$

$h_{wall}$  = ارتفاع دیوار برشی  
 $h_{wp}$  = ارتفاع دیوار برشی هم بسته  
 $L_{wall}$  = طول دیوار برشی  
 $L_{wp}$  = طول دیوار برشی هم بسته

شکل (31) تعریف نسبت ارتفاع به طول در دیوار برشی

ب- در سایر ساختمان ها ، در طبقاتی که میزان برش در آنها از 35 درصد برش پایه تجاوز می کند، چنانچه حذف جزئی از سیستم مقاوم جانبی، مطابق جدول (10)، موجب کاهش مقاومت جانبی طبقه به میزان بیشتر از 33 درصد نشود و در طبقه نامنظمی شدید پیچشی، مطابق تعریف بند (2-1-2) ایجاد نگردد.

جدول (10) محدودیت های مربوط به  $\rho=1.0$

نوع سیستم مقاوم جانبی	الزامات
سیستم مهاربندی شده	حذف یک مهاربند یا اتصال آن
سیستم با دیوار برشی عادی یا دیوار برش هم بسته با نسبت ارتفاع هر پایه به طول بزرگ تر از 1/0	حذف یک دیوار و یا یک پایه و یا اتصالات جمع کننده آنها
سیستم قاب خمشی	حذف مقاومت خمشی اتصالات دو انتهای یک تیر
سیستم کنسولی	حذف مقاومت خمشی در اتصال پایه یکی از ستون ها

4-4-2- ساختمان ها و یا اجزای زیر مشمول محدودیت های مربوط به ضریب نامعینی نمی شوند و  $\rho$  در آنها باید برابر با  $1/0$  منظور شود:

الف- ساختمان های با تعداد طبقات کمتر از 3 طبقه و یا کوتاه تر از 10 متر از تراز پایه

ب- محاسبه تغییر مکان جانبی ساختمان

پ- محاسبه اثر  $P - \Delta$

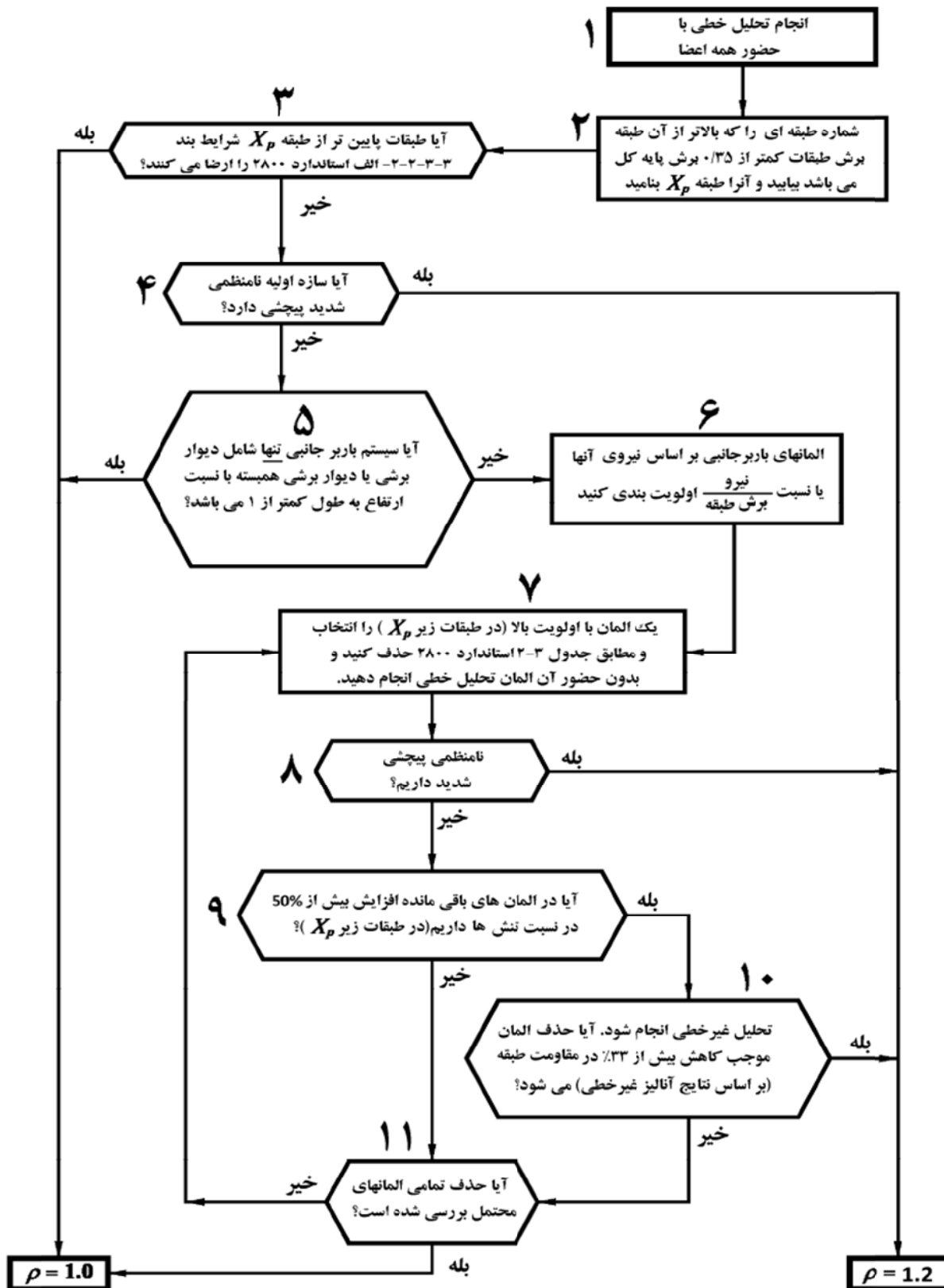
ت- تعیین نیروی جانبی در اجزای غیر سازه ای

ث- تعیین نیروی جانبی در سازه های غیر ساختمانی غیر مشابه ساختمان

ج- تعیین نیروها در دیافراگم ها

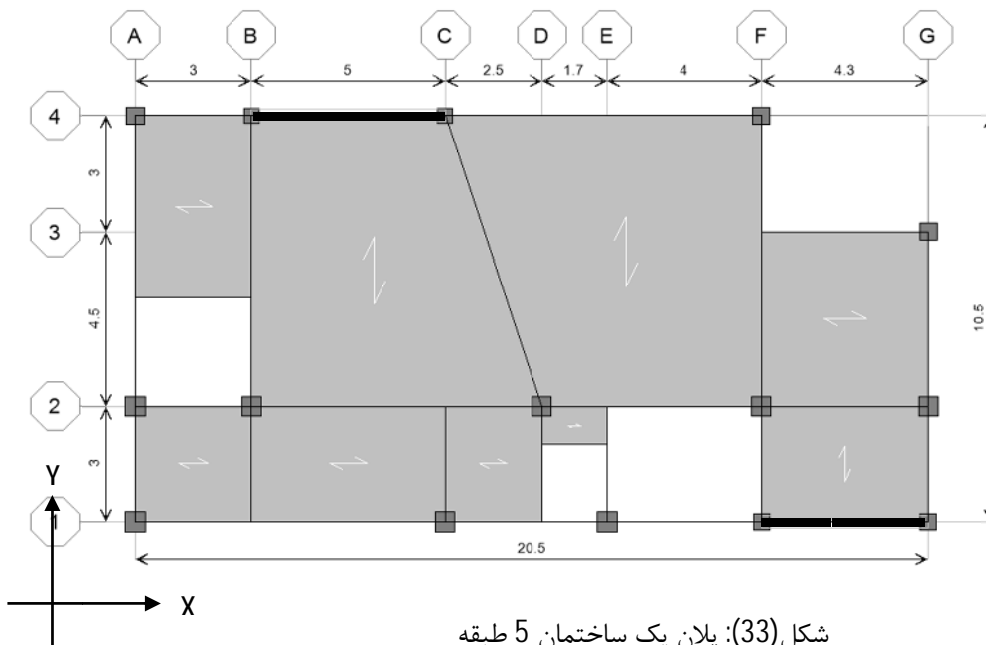
چ- در کلیه اعضایی که مشمول طراحی برای زلزله شدید یافته می شوند و نیروی زلزله در آنها در ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_0$  ضرب می شود.

به کمک فلوجارت نشان داده شده در شکل 32 می توان ضریب نامعینی سازه را بدست آورد.



شکل (32) مراحل تعیین ضریب نامعینی

مثال 4-1: محاسبه ضریب نامعینی برای سازه بتنی 5 طبقه با سیستم دوگانه در جهت X و قاب خمشی در جهت Y با پلان ارائه شده در شکل 33.



شکل (33): پلان یک ساختمان 5 طبقه

(1) بررسی نامنظمی در پلان: در محدوده محور F-G و 3-4 به صورت همزمان میزان فرورفتگی بیش از 20 درصد ابعاد ساختمان است:

$$X \text{ راستای: } 4.3/20.5=0.21$$

$$Y \text{ راستای: } 3.0/10.5=0.29$$

لذا سازه نامنظم در پلان است و در حالت ب تعاریف محاسبه ضریب نامعینی قرار می گیرد.

(2) کنترل نامنظمی شدید پیشگی: اگر وجود این نامنظمی محرز گردد، ادامه بررسی سازه متوقف شده و ضریب نامعینی  $1/2$  در نظر گرفته می شود. در غیر اینصورت گامهای بعدی ادامه می یابد. جهت کنترل نامنظمی شدید پیشگی بجای بررسی نسبت تغییر مکان جانبی، می توان با تقریب مناسب از تغییر مکان جانبی طبقه در خروجی نرم افزار استفاده کرد. شکل (34)

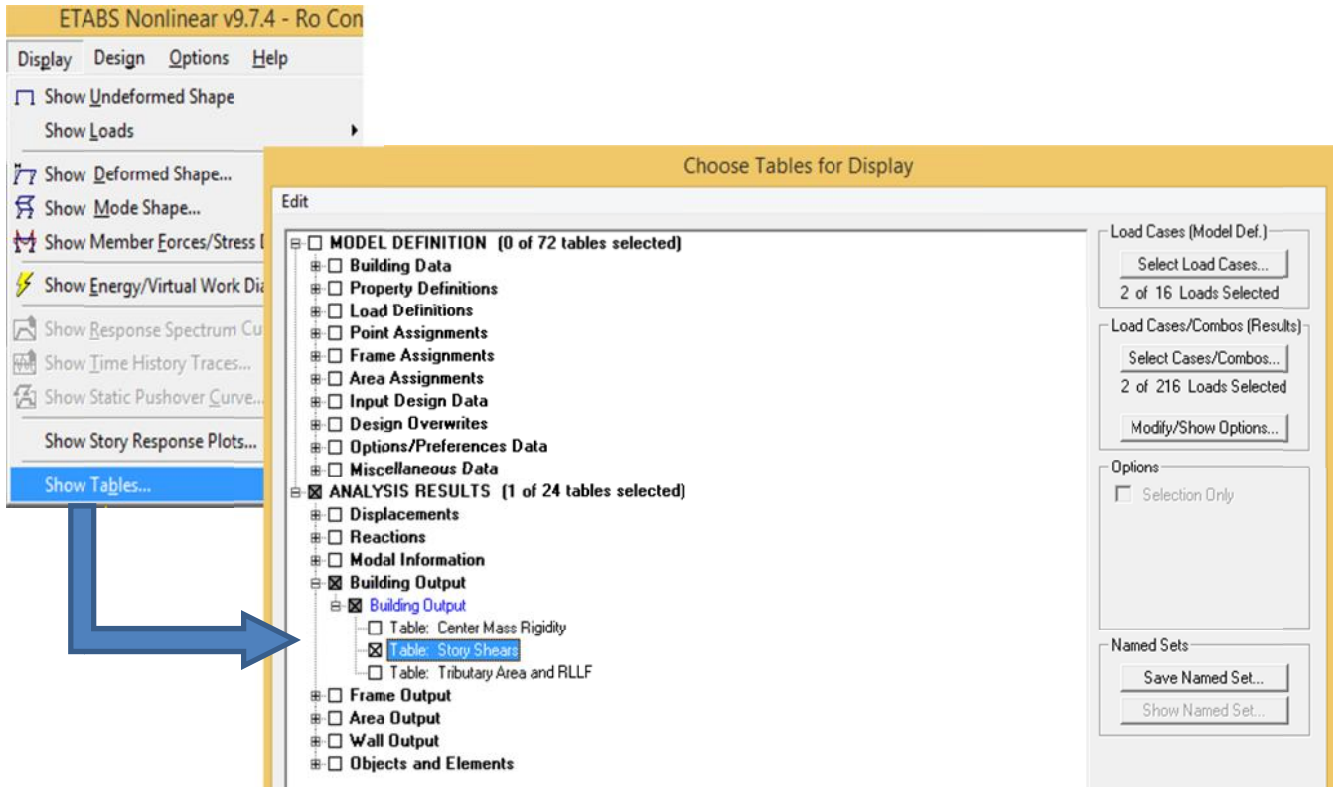
STORY MAXIMUM AND AVERAGE LATERAL DISPLACEMENTS

STORY	LOAD	DI R	MAXI MUM	AVERAGE	RATI O
RI DGE	EX	X	0. 0101	0. 0097	1. 044
ROOF	EX	X	0. 0088	0. 0075	1. 172
STORY4	EX	X	0. 0065	0. 0056	1. 174
STORY3	EX	X	0. 0043	0. 0037	1. 176
STORY2	EX	X	0. 0023	0. 0019	1. 177
STORY1	EX	X	0. 0007	0. 0006	1. 173
RI DGE	EY	Y	0. 1105	0. 1095	1. 009
ROOF	EY	Y	0. 1069	0. 1041	1. 027
STORY4	EY	Y	0. 0923	0. 0902	1. 023
STORY3	EY	Y	0. 0695	0. 0681	1. 020
<b>STORY2</b>	<b>EY</b>	<b>Y</b>	<b>0. 0406</b>	<b>0. 0399</b>	<b>1. 017</b>
STORY1	EY	Y	0. 0136	0. 0134	1. 013
RI DGE	EXP	X	0. 0095	0. 0092	1. 027
ROOF	EXP	X	0. 0082	0. 0074	1. 103
STORY4	EXP	X	0. 0061	0. 0055	1. 104
STORY3	EXP	X	0. 0040	0. 0036	1. 105
STORY2	EXP	X	0. 0021	0. 0019	1. 105
STORY1	EXP	X	0. 0007	0. 0006	1. 100
RI DGE	EXN	X	0. 0108	0. 0102	1. 060
<b>ROOF</b>	<b>EXN</b>	<b>X</b>	<b>0. 0094</b>	<b>0. 0075</b>	<b>1. 240</b>
<b>STORY4</b>	<b>EXN</b>	<b>X</b>	<b>0. 0070</b>	<b>0. 0056</b>	<b>1. 243</b>
<b>STORY3</b>	<b>EXN</b>	<b>X</b>	<b>0. 0046</b>	<b>0. 0037</b>	<b>1. 246</b>
<b>STORY2</b>	<b>EXN</b>	<b>X</b>	<b>0. 0024</b>	<b>0. 0019</b>	<b>1. 247</b>
<b>STORY1</b>	<b>EXN</b>	<b>X</b>	<b>0. 0008</b>	<b>0. 0006</b>	<b>1. 245</b>
RI DGE	EYP	Y	0. 1103	0. 1101	1. 002
ROOF	EYP	Y	0. 1043	0. 1039	1. 004
STORY4	EYP	Y	0. 0903	0. 0900	1. 003
STORY3	EYP	Y	0. 0682	0. 0680	1. 002
STORY2	EYP	Y	0. 0399	0. 0399	1. 001
STORY1	EYP	Y	0. 0134	0. 0134	1. 002
RI DGE	EYN	Y	0. 1107	0. 1089	1. 017
ROOF	EYN	Y	0. 1096	0. 1044	1. 050
STORY4	EYN	Y	0. 0943	0. 0904	1. 043
STORY3	EYN	Y	0. 0708	0. 0683	1. 037
STORY2	EYN	Y	0. 0413	0. 0400	1. 033
STORY1	EYN	Y	0. 0138	0. 0134	1. 029

شکل (34): تغییر مکان جانبی ساختمان

همانگونه که مشاهده می شود سازه در جهت X دارای نامنظمی زیاد پیچشی (نه شدید) و در راستای Y بدون نامنظمی پیچشی است.

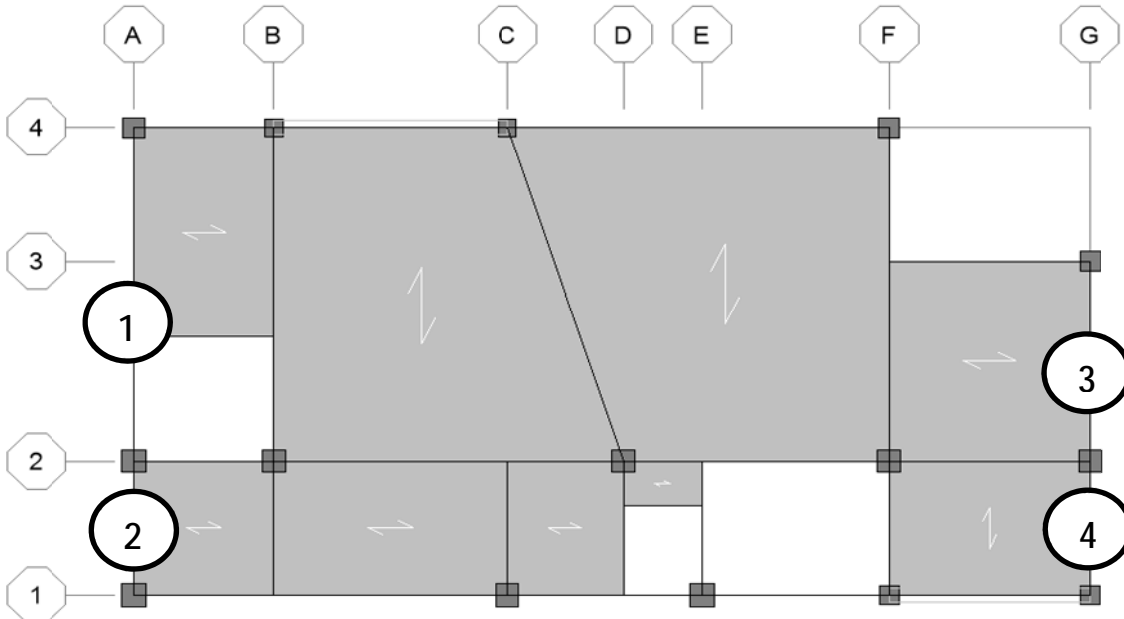
(3) میزان برش پایه در راستای مورد نظر مشخص شده و ترازهایی که برش طبقه در آنها از 35 درصد برش پایه بیشتر است انتخاب می شوند. در این مثال مشاهده می شود که غیر از تراز بام، مابقی ترازها دارای برش طبقه بیش از 35 درصد برش پایه هستند. بدین منظور می توان از مسیر مشخص شده در نرم افزار ETABS استفاده کرد. شکل (35)



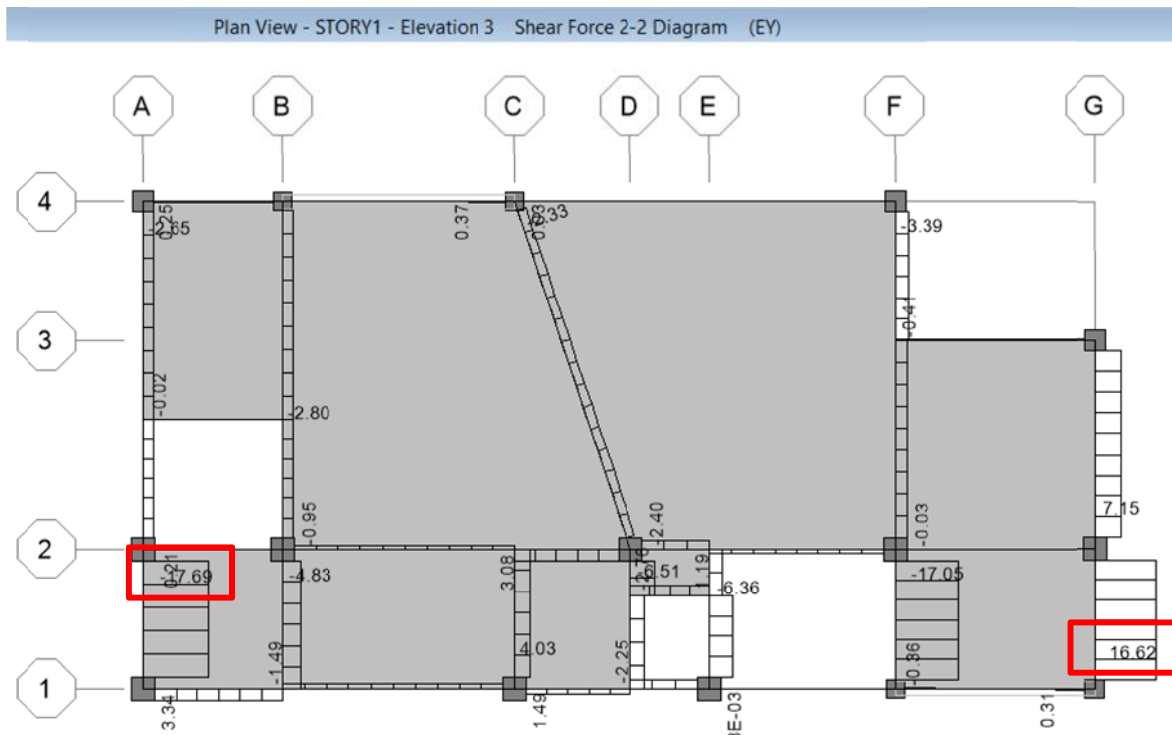
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
RIDGE	EX	Top	0.00	-1.47	0.00	2.366	0.000	0.000
RIDGE	EX	Bottom	0.00	-1.47	0.00	2.366	0.006	-4.415
RIDGE	EY	Top	0.00	0.00	-1.76	-24.121	0.000	0.000
RIDGE	EY	Bottom	0.00	0.00	-1.76	-24.121	5.357	-0.004
ROOF	EX	Top	0.00	-38.02	0.00	178.383	0.006	-4.415
ROOF	EX	Bottom	0.00	-41.94	0.00	200.487	0.003	-124.925
ROOF	EY	Top	0.00	0.00	-45.63	479.654	5.363	-0.004
ROOF	EY	Bottom	0.00	0.00	-50.33	-525.524	154.460	0.009
STORY4	EX	Top	0.00	-78.64	0.00	376.728	0.003	-124.925
STORY4	EX	Bottom	0.00	-81.77	0.00	394.409	-0.029	-366.769
STORY4	EY	Top	0.00	0.00	-94.37	950.679	154.457	0.009
STORY4	EY	Bottom	0.00	0.00	-98.13	-1013.796	461.602	0.044
STORY3	EX	Top	0.00	-109.30	0.00	526.589	-0.029	-366.769
STORY3	EX	Bottom	0.00	-111.65	0.00	539.848	-0.082	-699.901
STORY3	EY	Top	0.00	0.00	-131.15	1330.162	461.603	0.044
STORY3	EY	Bottom	0.00	0.00	-133.98	-1362.566	896.690	0.094
STORY2	EX	Top	0.00	-129.99	0.00	627.968	-0.082	-699.901
STORY2	EX	Bottom	0.00	-131.56	0.00	636.809	-0.142	-1093.995
STORY2	EY	Top	0.00	0.00	-155.99	1591.143	896.690	0.095
STORY2	EY	Bottom	0.00	0.00	-157.87	-1611.828	1420.283	0.148
STORY1	EX	Top	0.00	-140.74	0.00	680.869	-0.142	-1093.995
STORY1	EX	Bottom	0.00	-141.52	0.00	685.390	-0.176	-1518.387
STORY1	EY	Top	0.00	0.00	-168.88	1710.616	1420.280	0.148
STORY1	EY	Bottom	0.00	0.00	-169.82	-1711.374	1965.927	0.177

شکل (35): تغییر برش طبقات در نرم افزار

4) در این مرحله می بایست با حذف مشارکت تک تک اعضای باربر جانبی تاثیر سایر اعضا و نهایتا مقاومت جانبی طبقه را ارزیابی کرد. در این خصوص اعضای که نیروی بیشتری از زلزله را جذب می کنند می توانند به عنوان اولین انتخاب باشند، شکل (36). در مثال حاضر مقدار برش ناشی از زلزله در راستای Y برای 4 تیر با اتصالات خمشی که در پیرامون سازه قرار دارند مشخص شده است. شکل (37)

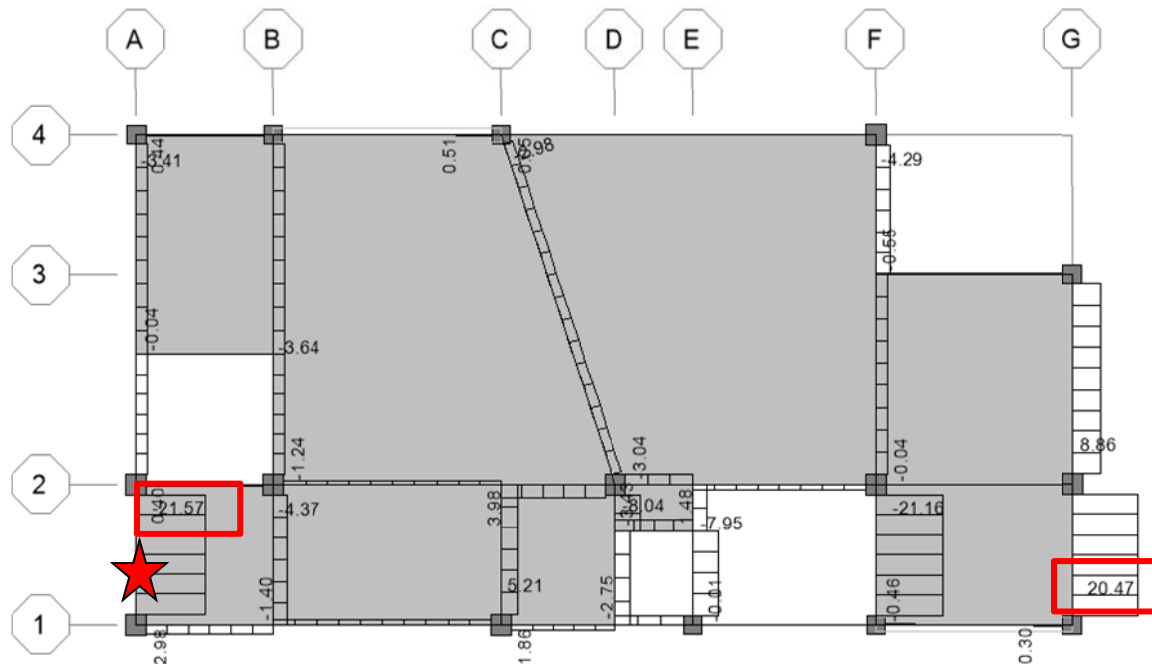


شکل (36): انتخاب اعضا برای حذف مشارکت آن ها

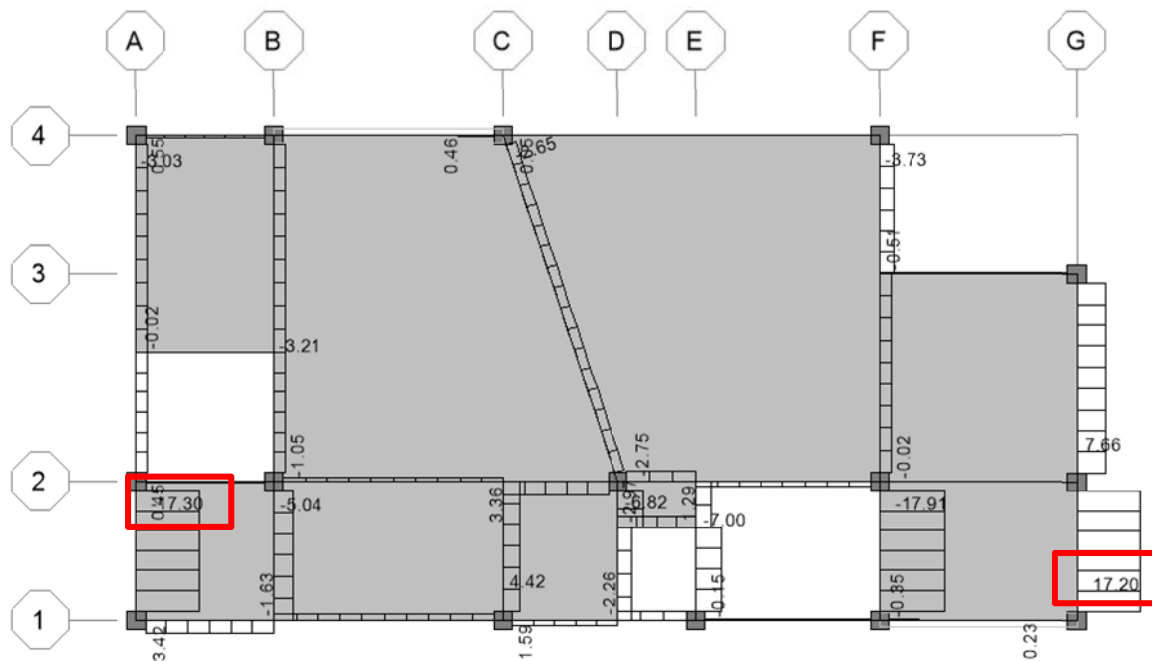


شکل (37): برش اعضای انتخاب شده ناشی از تحلیل سازه

Plan View - STORY2 - Elevation 6 Shear Force 2-2 Diagram (EY)



Plan View - STORY3 - Elevation 9 Shear Force 2-2 Diagram (EY)

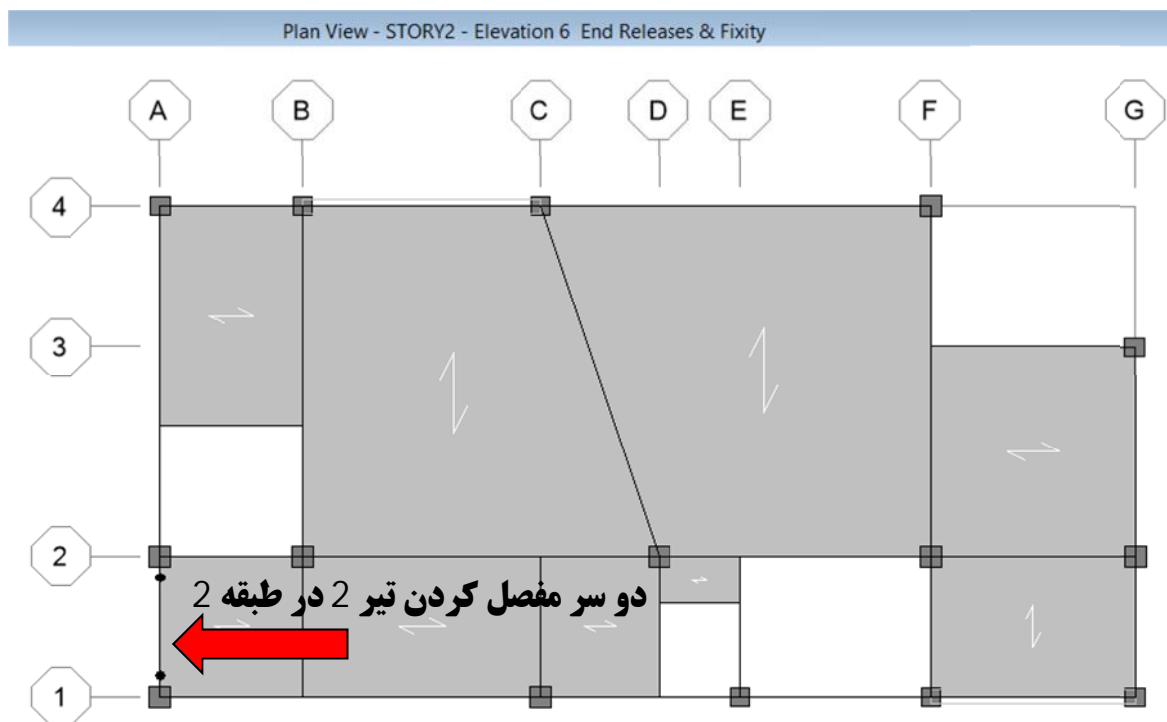


ادامه شکل (37): برش اعضای انتخاب شده ناشی از تحلیل



همانگونه که مشاهده می شود بیشترین برش مربوط به تیر شماره 2 در طبقه 2 می باشد که با علامت ★ مشخص شده است.

(5) تیرهای مشخص شده در گام 4 را به صورت جداگانه دو سر مفصل می کنیم، (شکل 38). (در سیستم بادبندی با حذف یک عضو از اعضای مورب، و در دیوارهای برشی با کاهش کلیه ضرائب سختی برای Pier مربوطه (خطی و سطحی) این عمل انجام می شود).



شکل (38): حذف مشارکت جداگانه تیرهای انتخاب شده در گام 4

(6) پس از حذف یکی از اعضای باربر جانبی، مجدداً نامنظمی پیچشی سازه را کنترل می کنیم. در صورت ایجاد نامنظمی شدید پیچشی، ضریب نامعینی  $1/2$  در نظر گرفته می شود و در غیر اینصورت به گام بعدی می رویم. در این مثال همانگونه که مشاهده می شود، نامنظمی پیچشی پس از حذف اتصال خمشی تیر 2 در طبقه 2 رخ نداده است. (شکل 39)

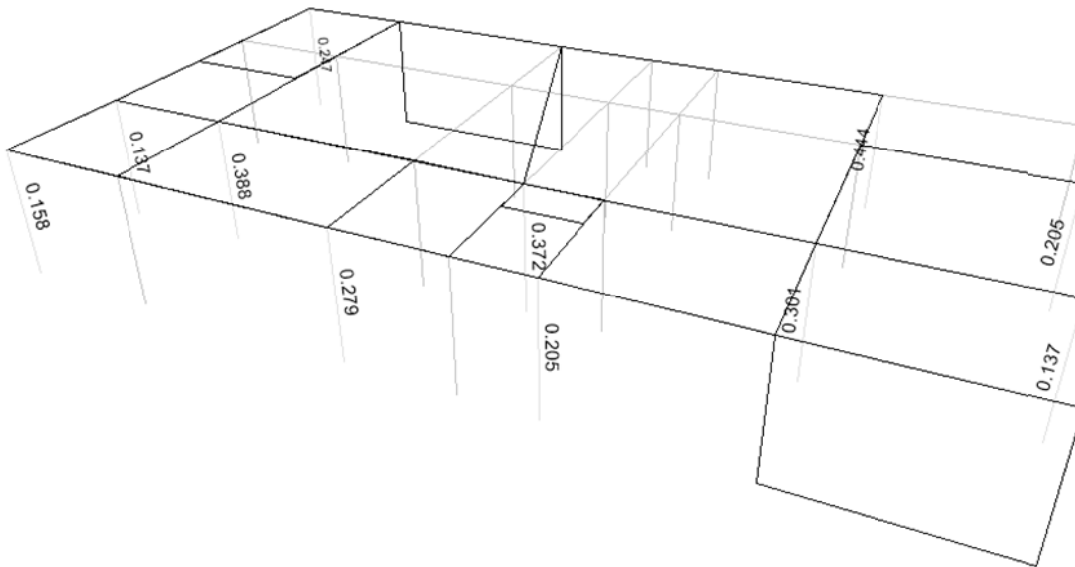
STORY MAXIMUM AND AVERAGE LATERAL DISPLACEMENTS

STORY	LOAD	DIR	MAXIMUM	AVERAGE	RATIO
RIDGE	EX	X	0.0101	0.0097	1.044
ROOF	EX	X	0.0088	0.0075	1.173
STORY4	EX	X	0.0065	0.0056	1.176
STORY3	EX	X	0.0043	0.0037	1.178
STORY2	EX	X	0.0023	0.0019	1.179
STORY1	EX	X	0.0007	0.0006	1.174
RIDGE	EY	Y	0.1154	0.1140	1.012
ROOF	EY	Y	0.1130	0.1090	1.037
STORY4	EY	Y	0.0980	0.0949	1.032
STORY3	EY	Y	0.0744	0.0724	1.029
<b>STORY2</b>	<b>EY</b>	<b>Y</b>	<b>0.0434</b>	<b>0.0424</b>	<b>1.025</b>
STORY1	EY	Y	0.0140	0.0138	1.017
RIDGE	EXP	X	0.0095	0.0092	1.027
ROOF	EXP	X	0.0082	0.0074	1.104
STORY4	EXP	X	0.0061	0.0055	1.105
STORY3	EXP	X	0.0040	0.0036	1.106
STORY2	EXP	X	0.0021	0.0019	1.106
STORY1	EXP	X	0.0007	0.0006	1.101
RIDGE	EXN	X	0.0108	0.0102	1.060
ROOF	EXN	X	0.0094	0.0075	1.242
STORY4	EXN	X	0.0070	0.0056	1.245
STORY3	EXN	X	0.0046	0.0037	1.248
STORY2	EXN	X	0.0024	0.0019	1.250
STORY1	EXN	X	0.0008	0.0006	1.246
RIDGE	EYP	Y	0.1151	0.1145	1.005
ROOF	EYP	Y	0.1103	0.1087	1.015
STORY4	EYP	Y	0.0959	0.0947	1.013
STORY3	EYP	Y	0.0730	0.0722	1.012
STORY2	EYP	Y	0.0427	0.0423	1.010
STORY1	EYP	Y	0.0138	0.0138	1.002
RIDGE	EYN	Y	0.1157	0.1135	1.019
ROOF	EYN	Y	0.1157	0.1093	1.059
STORY4	EYN	Y	0.1001	0.0952	1.051
STORY3	EYN	Y	0.0758	0.0725	1.045
STORY2	EYN	Y	0.0442	0.0425	1.040
STORY1	EYN	Y	0.0143	0.0138	1.032

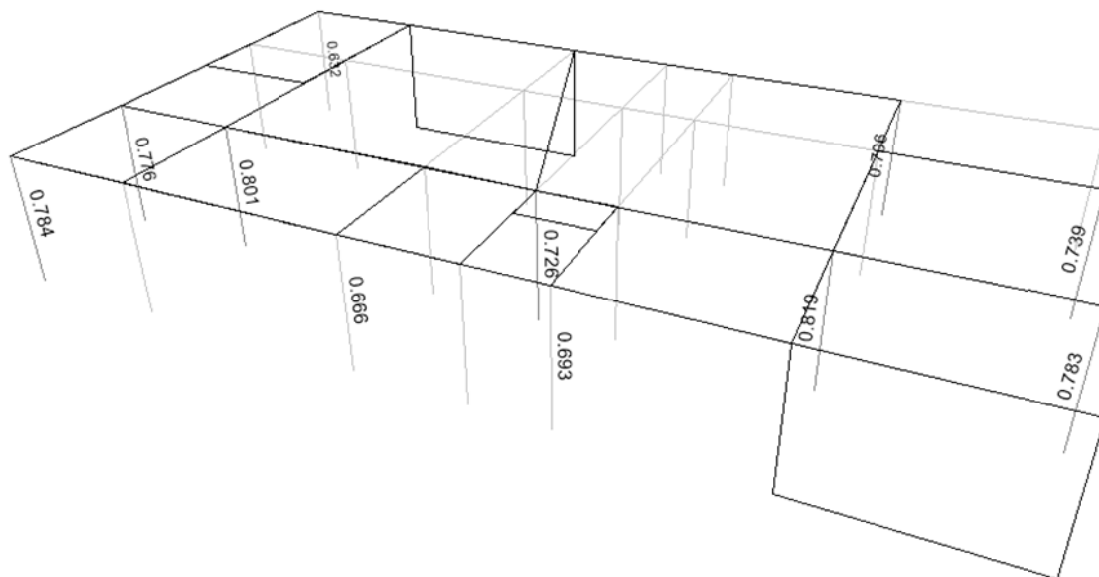
شکل (39): بررسی نامنظمی پیچشی سازه بعد از حذف مشارکت عضو انتخابی

(7) در این مرحله می بایست مقاومت جانبی طبقه کنترل گردد. اگر کاهش مقاومت بیش از 33 درصد رخ داده باشد، ضریب نامعینی 1/2 خواهد بود و الا 1/0 در نظر گرفته می شود. ناگفته نماند که گام های قبلی باید برای کلیه اعضای باربر جانبی بررسی گردد. یکی از راهها برای این منظور استفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی است. اما به دلیل سهولت طبق توصیه FEMA P-750 می توان کاهش ظرفیت اعضای باربر جانبی پس از حذف یکی از آنها را بررسی کرد. چنانچه این کاهش بیش از 50 درصد باشد می توان به بررسی کاهش مقاومت جانبی طبقه رجوع کرد و یا در حالت محافظه کارانه ضریب نامعینی را 1/2 در نظر گرفت در غیر اینصورت مقدار  $\rho=1/0$  خواهد بود.

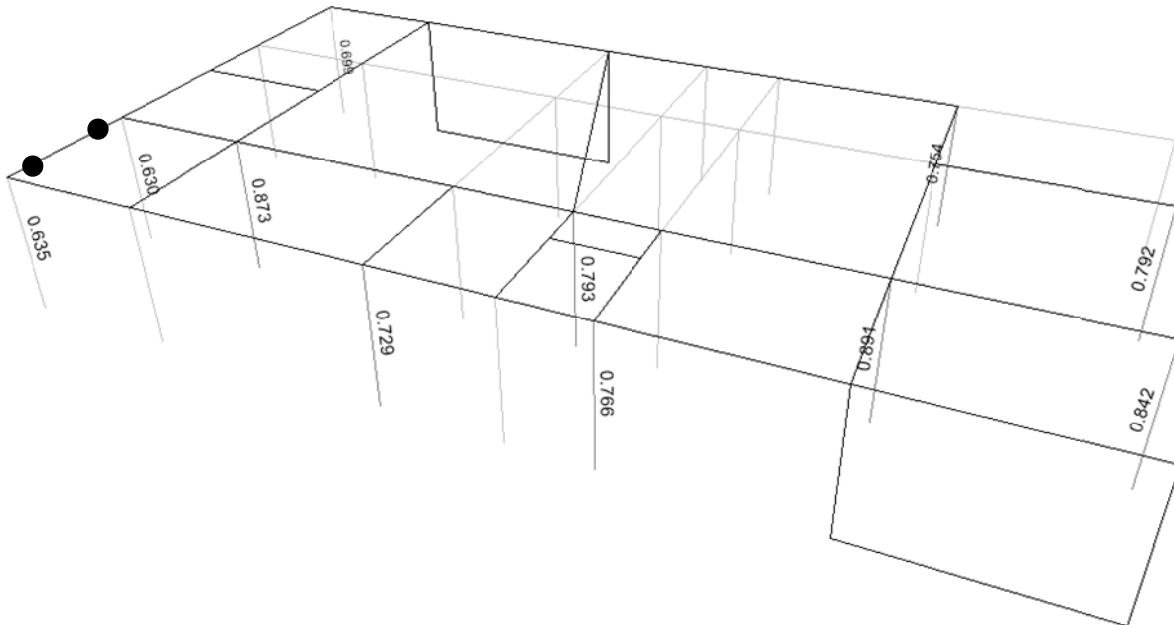
به منظور مشخص شدن ظرفیت جانبی اعضا می بایست ظرفیت ناشی از ترکیب ثقلی از ظرفیت ناشی از ترکیب ثقلی+زلزله کسر گردد بدین منظور خواهیم داشت. (شکل های 40 تا 43)



شکل (40): نسبت ظرفیت (Ratio) ناشی از ترکیب ثقیلی  $1.2D+1.0L+0.2S$



شکل (41): نسبت ظرفیت (Ratio) ناشی از ترکیب ثقیلی + زلزله  $1.2D+1.0L+0.2S+E$



شکل (42): نسبت ظرفیت (Ratio) سازه تضعیف شده ناشی از ترکیب ثقلی + زلزله  $1.2D+1.0L+0.2S+E$

سازه اولیه (تنها ثقلی) Ratio 1	سازه اولیه (ثقلی + زلزله) Ratio 2	سازه اولیه (زلزله) Ratio 3= $R2 - R1$	سازه تضعیف شده (ثقلی + زلزله) Ratio 4	سازه تضعیف شده (زلزله) Ratio 5= $Ration 4 - Ratio 1$	درصد کاهش مقاومت طبقه دوم $100 \times (R5 - R3) / R3$
0.158	0.784	<b>0.626</b>	0.635	<b>0.477</b>	-
0.137	0.776	<b>0.639</b>	0.630	<b>0.493</b>	-
0.247	0.632	<b>0.358</b>	0.692	<b>0.445</b>	24%
0.388	0.801	<b>0.413</b>	0.873	<b>0.485</b>	17%
0.279	0.666	<b>0.387</b>	0.729	<b>0.450</b>	16%
0.372	0.726	<b>0.354</b>	0.793	<b>0.421</b>	19%
0.205	0.693	<b>0.434</b>	0.766	<b>0.561</b>	<b>29%</b>
0.301	0.819	<b>0.518</b>	0.891	<b>0.590</b>	14%
0.444	0.796	<b>0.352</b>	0.754	<b>0.310</b>	-
0.137	0.783	<b>0.646</b>	0.842	<b>0.705</b>	10%
0.205	0.739	<b>0.534</b>	0.792	<b>0.587</b>	10%

شکل (43): جدول کاهش ظرفیت جانبی اعضای باربر جانبی

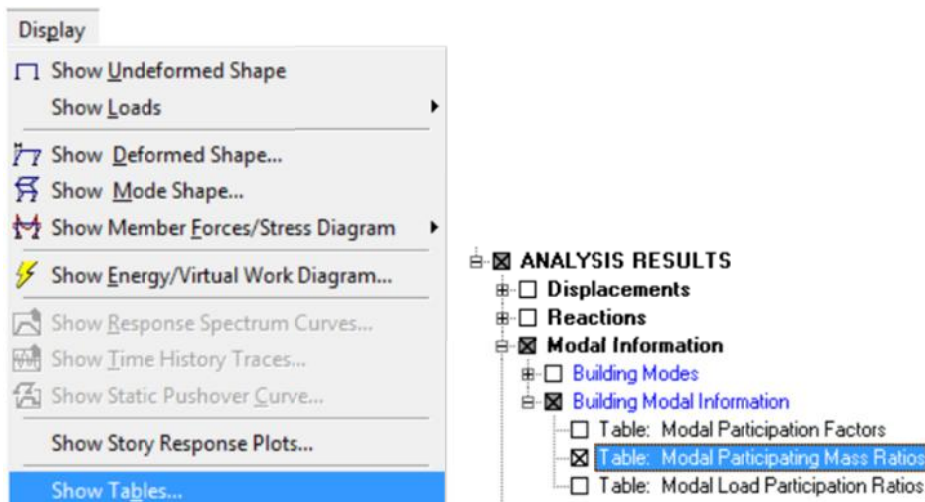
(8) همانگونه که مشاهده شد حداکثر کاهش ظرفیت به میزان 29 درصد در کنار عدم نامنظمی شدید پیچشی رخ داد. اگر این روند برای کلیه اعضای باربر جانبی بررسی شود و این حالت بحرانی ترین وضعیت ممکن باشد می توان ضریب نامعینی را برای راستای Y برابر 1/0 در نظر گرفت.

## 5- تحلیل دینامیکی طیفی

در این روش مراحل 1-5 تا 4-5 می باید انجام گردد.

1-5- ابتدا تحلیل مقادیر ویژه بر روی مدل سازه با رفتار خطی انجام می گردد و مشخصات مدهای طبیعی نوسان سازه تعیین می گردد. برای ادامه تحلیل نیاز به در نظر گرفتن مدهای مهم ابتدایی سازه می باشد. بر این اساس در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان باید تمام مدهای نوسان که مجموع جرم های موثر در آنها بیشتر از 90 درصد جرم کل سازه است، در نظر گرفته شود.

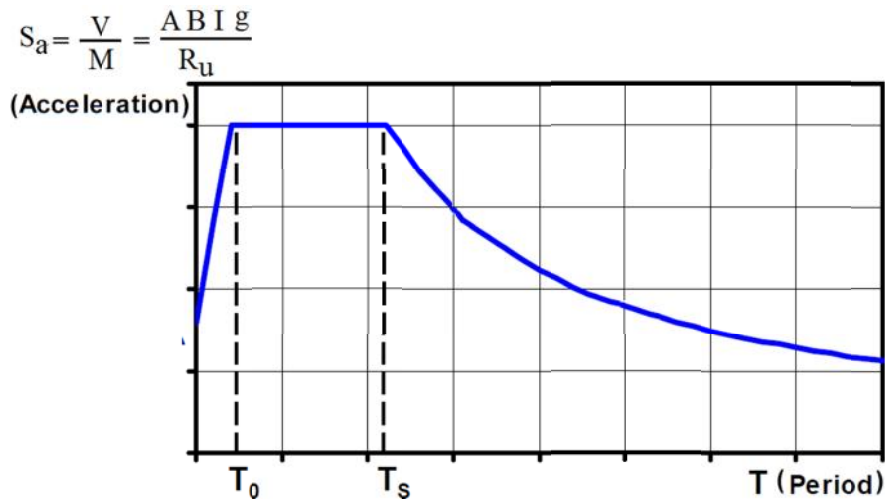
تعیین جرم موثر هر مود در نرم افزار ETABS 9.74: از مسیر نشان داده شده در شکل 44 می توان درصد مشارکت جرمی هر مود را مشاهده کرد. سپس حداقل تعداد مودی که می باید در تحلیل در نظر گرفته شود، مجموع مدهایی است که در سه حرکت اصلی طبقات شامل جابجایی در جهت X و Y و دوران حول Z به 90 درصد برسد.



Mode	Period	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.681853	0.0000	72.2849	0.0000
2	0.681222	72.3407	72.2849	0.0000
3	0.455053	72.3407	72.2849	72.4928
4	0.227711	72.3407	91.5705	72.4928
5	0.227698	91.5956	91.5705	72.4928
6	0.153065	91.5956	91.5705	91.6463
7	0.124215	91.5956	95.8673	91.6463
8	0.124036	95.7888	95.8673	91.6463
9	0.096442	95.7888	98.4628	91.6463
10	0.096033	98.3395	98.4628	91.6463
11	0.083686	98.3395	98.4628	95.9476
12	0.063715	99.3827	100.0000	98.3982
13	0.063094	100.0000	100.0000	98.3982
14	0.053914	100.0000	100.0000	99.4317
15	0.044603	100.0000	100.0000	100.0000

شکل (44): کنترل درصد مشارکت جرمی مودی در نرم افزار

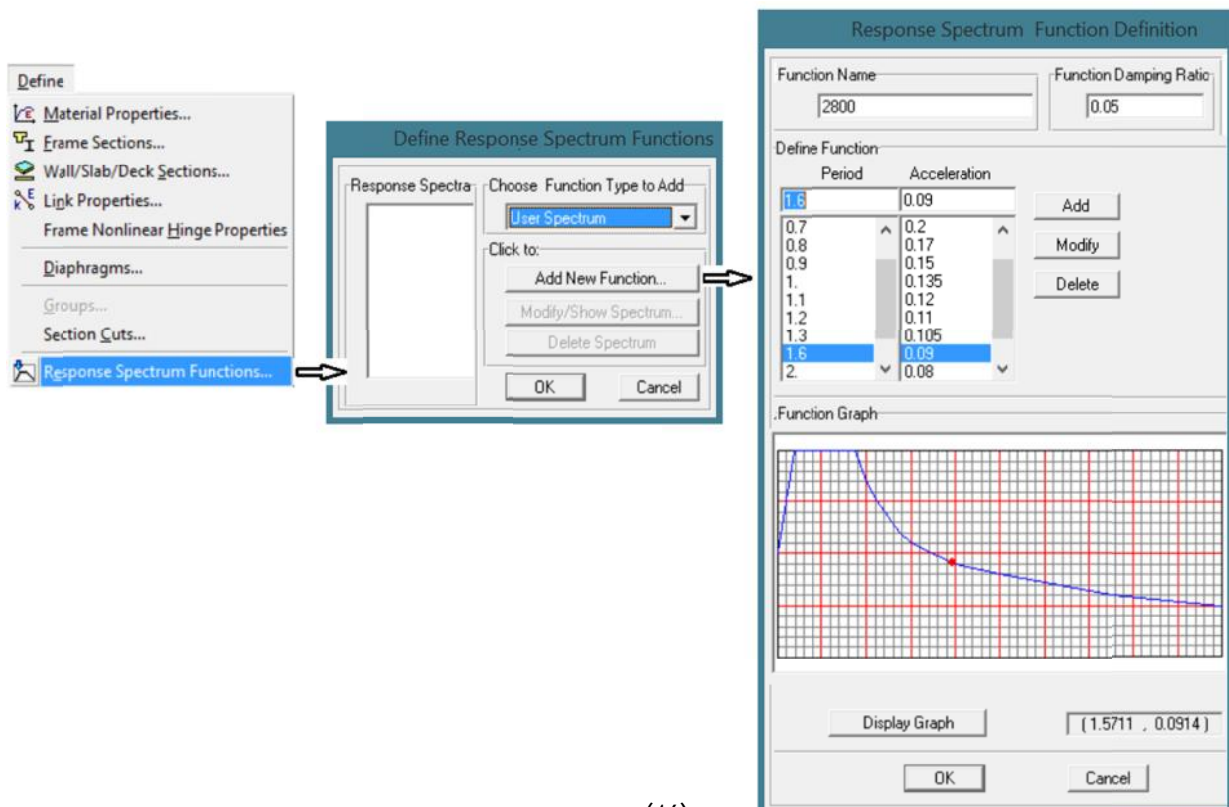
5-2- طیف شتاب طرح (Sa) مطابق شکل 45 تابعی از زمان تناوب، محاسبه و به سازه اعمال می گردد.



شکل (45): طیف شتاب طرح

کلیه پارامترهای مربوط به حرکت زمین نظیر جرم (M)، نسبت شتاب مبنای طرح (A)، ضریب بازتاب ساختمان (B)، ضریب اهمیت ساختمان (I) و ضریب رفتار ساختمان (Ru) در این روش همان مقادیر عنوان شده در تحلیل استاتیکی معادل می باشند.

اعمال طیف شتاب طرح در نرم افزار ETABS 9.74: از مسیر نشان داده شده در شکل 46 مقادیر طیف شتاب طرح به نرم افزار اعمال می گردد.



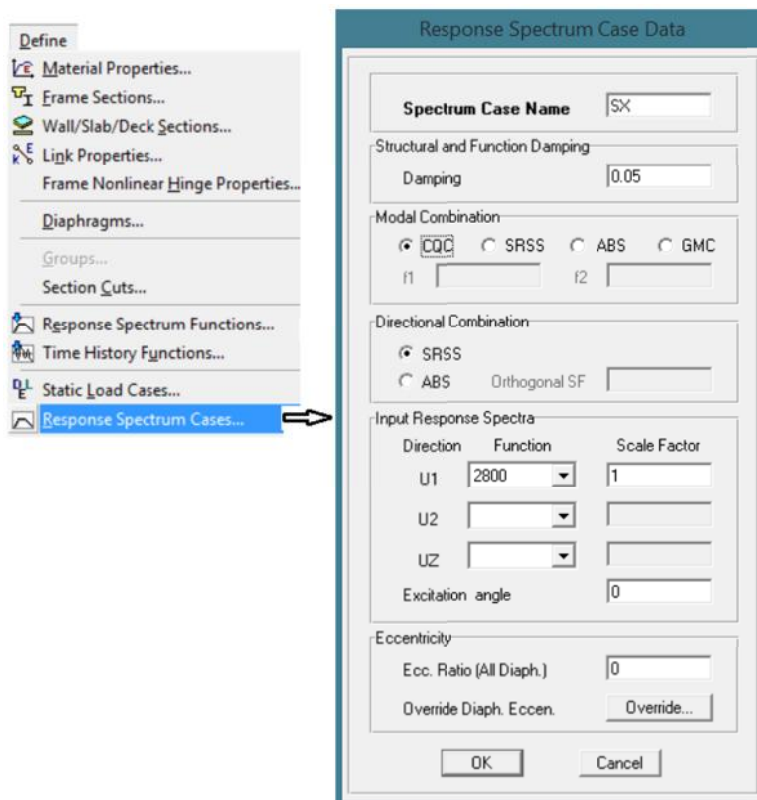
Period	Acceleration
0.7	0.2
0.8	0.17
0.9	0.15
1.0	0.135
1.1	0.12
1.2	0.11
1.3	0.105
1.6	0.09
2.0	0.08

شکل (46): اعمال طیف شتاب طرح در نرم افزار



3-5- حداکثر بازتاب در هر مود با توجه به زمان تناوب آن مود از طیف طرح بدست آورده می شود. سپس حداکثر بازتاب های دینامیکی سازه در هر مود، باید با استفاده از روش های آماری شناخته شده، مانند روش جذر مجموع مربعات و یا روش ترکیب مربعی کامل ترکیب گردد. در ساختمان های نامنظم در پلان و یا در ساختمان هایی که پیچش در آنها حائز اهمیت است، روش ترکیب مدها باید در برگیرنده اندرکنش مدهای ارتعاشی نیز باشد. در این موارد می توان از روش ترکیب مربعی کامل (CQC) استفاده نمود.

اعمال روش ترکیب مدها در نرم افزار ETABS 9.74: از مسیر نشان داده شده در شکل 47 روش ترکیب مدها به نرم افزار اعمال می گردد.



شکل (47): اعمال روش ترکیب مدها در نرم افزار

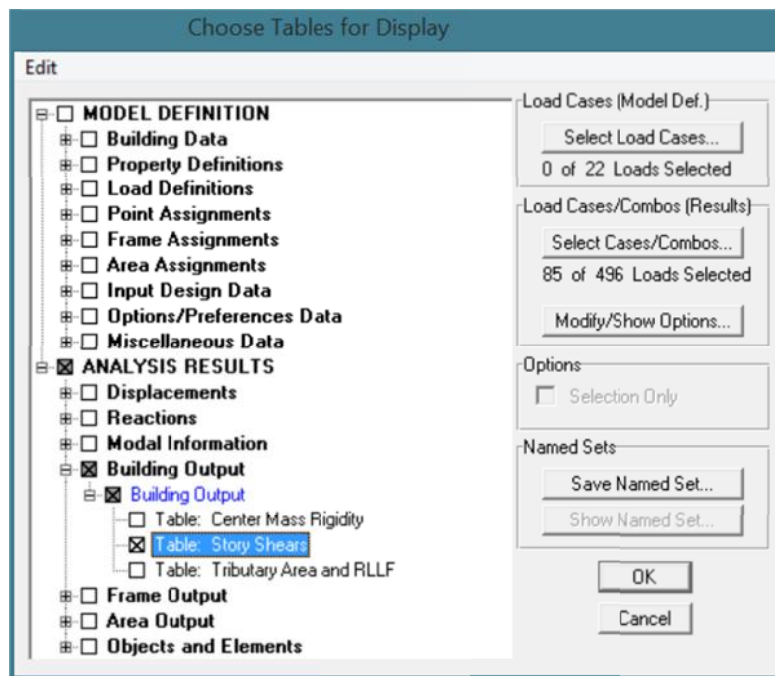
4-5- اصلاح مقادیر بازتاب ها. در مواردی که برش پایه به دست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل باشد، مقدار برش پایه تحلیل طیفی باید به مقادیر زیر افزایش شود. الف- در سازه های نامنظم، که نامنظمی در آنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب ها باید در 90 درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازه های نامنظمی که نامنظمی آنها

مشمول موارد فوق الذکر باشد، مقادیر بازتاب ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه طیفی ضرب شود.

ب- در سازه های منظم، مقادیر بازتاب ها باید در 85 درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

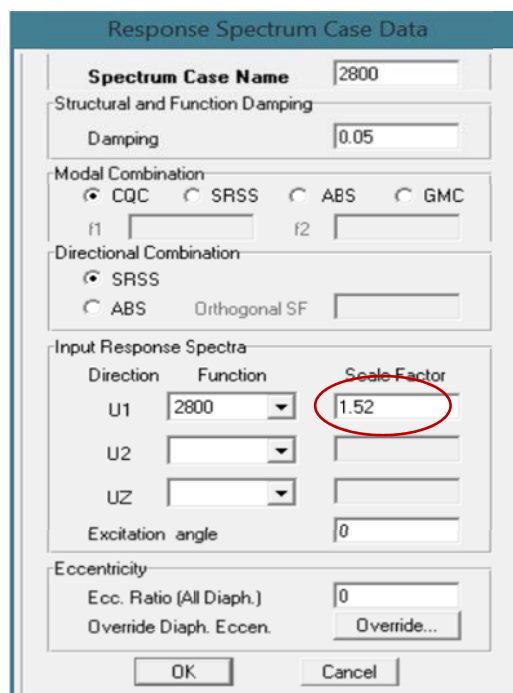
تبصره : مقادیر برش پایه تعدیل شده در بندهای الف و ب نباید از برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی کمتر در نظر گرفته شود.

تعیین برش پایه در نرم افزار ETABS 9.74: از مسیر نشان داده شده در شکل 48 می توان مقدار برش پایه ساختمان را در نرم افزار برداشت کرد.



شکل (48): مقدار برش پایه و طبقات در نرم افزار





شکل (49): اعمال ضریب اصلاح بازتاب در نرم افزار

نکته نهایی: در این روش ها رعایت ضوابط مربوط به موضوعات زیر که در روش استاتیکی معادل عنوان شده

است، نیز الزامی است:

-ضریب نامعینی سازه  $\rho$

-محاسبه ساختمان ها در برابر واژگونی

-نیروی قائم زلزله

-ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_0$

## 6- محدودیت روش های تحلیل

برای تحلیل اثر زلزله بر سازه ساختمان دو روش خطی و غیر خطی در استاندارد 2800 اشاره شده است. در هر روش می توان از تحلیل استاتیکی یا دینامیکی استفاده کرد. محدودیت روش های تحلیل خطی و غیر خطی در بندهای 1-4 و 2-4 اشاره شده است.

### 6-1- محدودیت روش های تحلیل خطی

روش های تحلیل خطی دینامیکی را می توان در کلیه ساختمان ها با هر تعداد طبقه به کار برد. اما روش خطی استاتیکی معادل را تنها می توان در ساختمان های سه طبقه و کوتاه تر از تراز پایه و یا ساختمان های زیر به کار گرفت:

الف- ساختمان های منظم با ارتفاع کمتر از 50 متر از تراز پایه

ب- ساختمان های نامنظم با ارتفاع کمتر از 50 متر از تراز پایه که دارای:

-نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد

-نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد.

### 6-2- محدودیت روش های تحلیل غیر خطی

روش های تحلیل غیر خطی را می توان در کلیه ساختمان ها با هر تعداد طبقه به کاربرد، ولی برای استفاده از آنها ضروری است سازه علاوه بر اقناع الزامات آنها، ضوابط تحلیل و طراحی یکی از روش های خطی را نیز اقناع نماید.

## 7- کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقه (Drift)

ضابطه کنترل تغییر مکان نسبی جانبی طبقه مطابق رابطه روبرو می باشد.  $\Delta_M = C_d \cdot \Delta_{eu} < \Delta_a$   
در این رابطه:

$\Delta_M$  = تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی و یا تغییر مکان نسبی واقع طبقه

$C_d$  = ضریب بزرگنمایی

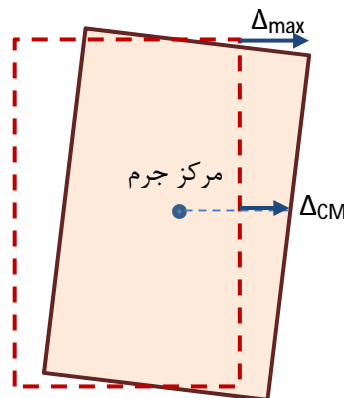
$\Delta_{eu}$  = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیر اثر زلزله طرح با منظور کردن اثر  $P-\Delta$  (تحلیل خطی (ETABS

$\Delta_a$  = مقدار مجاز تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی و برابر با:

در ساختمان های تا 5 طبقه  $0.025h$

در سایر ساختمان ها  $0.020h$

نکته 1:  $\Delta_{eu}$  اختلاف بین تغییر مکان های جانبی مراکز جرم کف های بالا و پایین آن طبقه است، (شکل 4 بند 2-1-2). در ساختمان های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه  $\Delta_{eu}$  به جای تفاوت بین تغییر مکان های جانبی مراکز جرم کف ها ( $\Delta_{CM}$  در شکل 46)، باید تفاوت بین تغییر مکان های جانبی کف های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان ( $\Delta_{max}$  در شکل 50) مد نظر قرار گیرد.



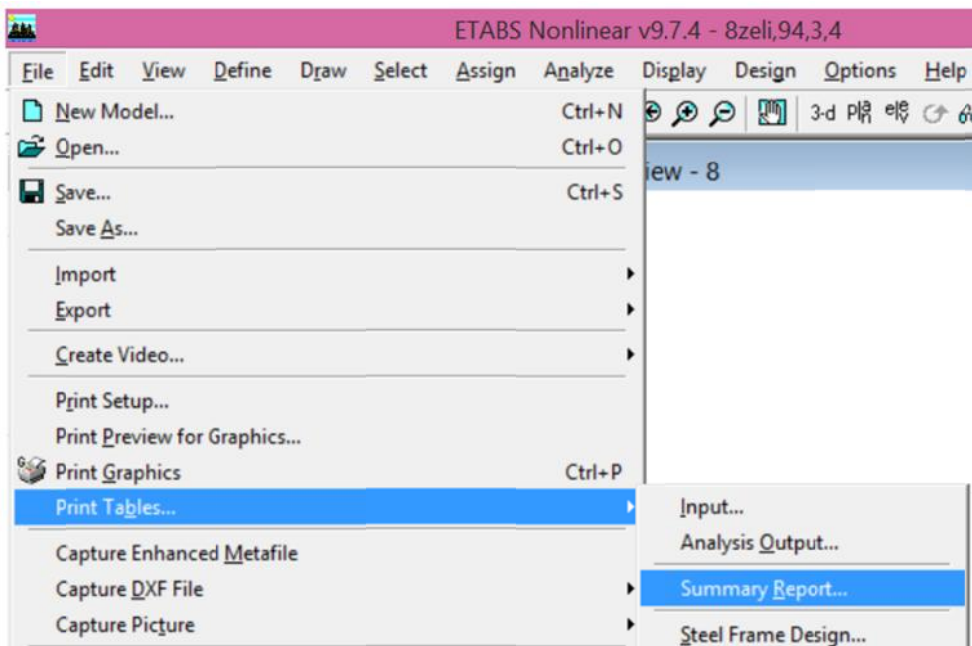
شکل (50): نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی در ارتفاع

کنترل تغییر مکان نسبی جانبی طبقه در نرم افزار ETABS 9.74: اگر طرفین ضابطه کنترل Drift به

$h \cdot C_D$  تقسیم گردد، رابطه به صورت زیر ساده می شود.

$$\frac{\Delta_{eu}}{C_d \cdot h} \leq \left\{ \begin{array}{l} 0.025/C_d \\ \text{or} \\ 0.02/C_d \end{array} \right\} \rightarrow Drift_{eu} \leq \left\{ \begin{array}{l} 0.025/C_d \\ \text{or} \\ 0.02/C_d \end{array} \right\}$$

با توجه به اینکه در نرم افزار Drift حداکثر طبقات ارائه می شود، می توان مقدار آن را از مسیر مشخص شده در شکل برداشت و سپس ضابطه را کنترل کرد. لازم به ذکر است مطابق نکته اشاره شده، در صورتی که ساختمان دارای نامنظمی پیچشی یا پیچشی شدید باشد، کنترل Drift حداکثر صحیح می باشد. اگر ساختمان دارای نامنظمی پیچشی نباشد، کنترل Drift حداکثر تفاوت چندان با Drift مرکز جرم نداشته و در جهت اطمینان می باشد. بنابراین کنترل Drift حداکثر همواره صحیح است.



ETABS v9.7.4 MODEL Units: Ton-m

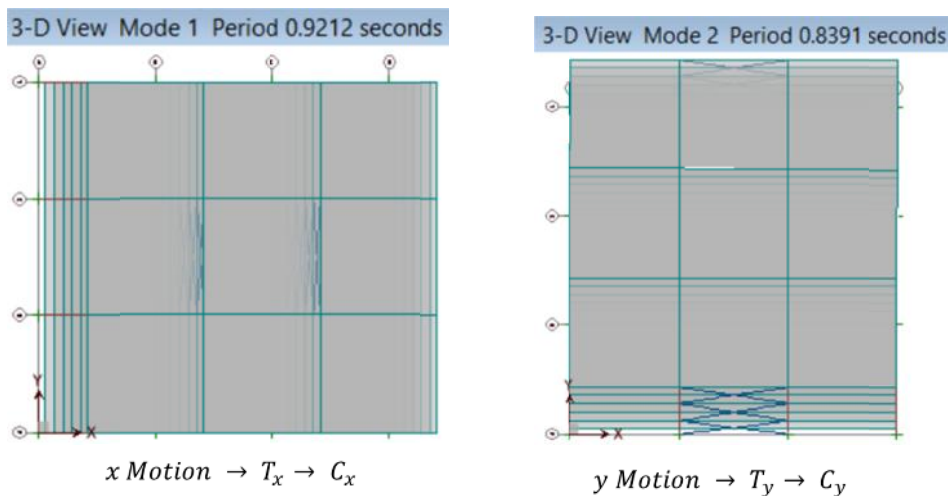
**STORY DRIFTS**

STORY	DIRECTION	LOAD	MAX DRIFT
STORY5	X	EX	1/455
STORY4	X	EX	1/437
STORY3	X	EX	1/584
STORY2	X	EX	1/570
STORY1	X	EX	1/1035
STORY5	Y	EY	1/454
STORY4	Y	EY	1/437
STORY3	Y	EY	1/583
STORY2	Y	EY	1/564
STORY1	Y	EY	1/1049
STORY5	X	EXP	1/434
STORY4	X	EXP	1/417
STORY3	X	EXP	1/556
STORY2	X	EXP	1/543
STORY1	X	EXP	1/987

$$Drift_{eu} \leq \left\{ \begin{array}{c} 0.025/C_d \\ or \\ 0.02/C_d \end{array} \right\}$$

شکل (51): تعیین Drift حداکثر در نرم افزار ETABS9.7.4

نکته 2: در محاسبه تغییرمکان نسبی هر طبقه  $\Delta_{eu}$ ، مقدار برش پایه را می توان با استفاده از زمان تناوب اصلی (T) بدون منظور کردن محدودیت  $1/25$  برابر زمان تناوب تجربی تعیین کرد. ولی در ساختمان های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت  $1/25$  برابر زمان تناوب تجربی باید رعایت شود. در هر حال، رعایت حداقل برش پایه در محاسبات تغییرمکان نسبی ضروری است. در صورت استفاده از تحلیل مودال نرم افزار برای تعیین زمان تناوب، به دو نکته باید توجه داشت، اول اینکه برای محاسبه ضریب زلزله هر جهت از پیوند همان جهت استفاده شود، (شکل 52). دوم اینکه در سیستم های قاب خمشی که جداگرهای میان قابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد کند، مقادیر  $T_x$  و  $T_y$  بدست آمده از نرم افزار می باید در  $0.8$  ضرب گردد.



شکل (52): تعیین زمان تناوب مود اصلی در نرم افزار ETABS9.7.4

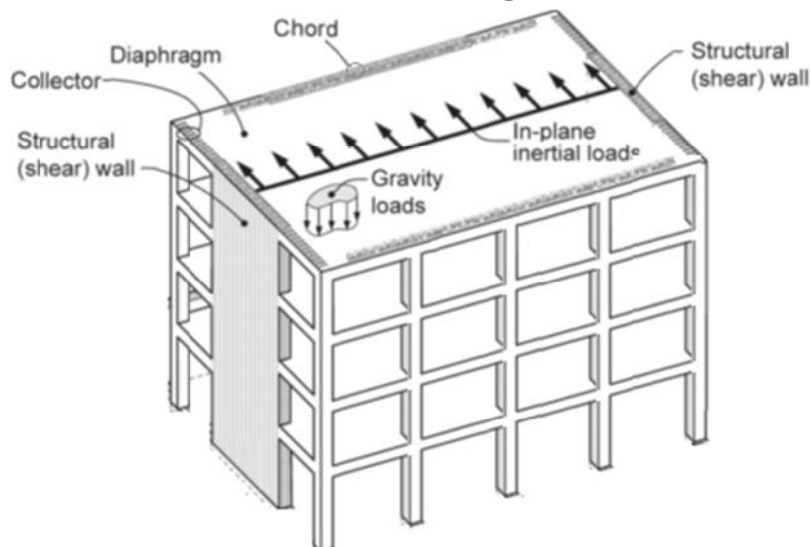
## 8- دیافراگم، جمع کننده ها و اعضای لبه ای

دیافراگم (Diaphragm):

دیافراگم ها که معمولاً کف های سازه ای تحمل کننده بارهای ثقلی در ساختمان ها هستند، در هنگام وقوع زلزله وظیفه انتقال نیروهای ایجاد شده در کف ها را به عناصر قائم باربر جانبی بر عهده دارند. (شکل 53) جمع کننده (Collector):

عضوی از دیافراگم است که به موازات نیروی برشی دیافراگم است و نیرو را به دیوارهای برشی و یا قاب های مهاربندی شده، منتقل می نماید. (شکل 53) عضو لبه ای (Chord):

نواحی مرزی دیافراگم که عمود بر جهت زلزله می باشند. (شکل 53)



شکل (53): دیافراگم، اعضای جمع کننده و اعضای لبه ای در ساختمان

اثرات دیافراگم، اعضای جمع کننده و لبه ای در تحلیل و طراحی سازه می باید مطابق موارد بند 8-2 و 8-1 در نظر گرفته شود.

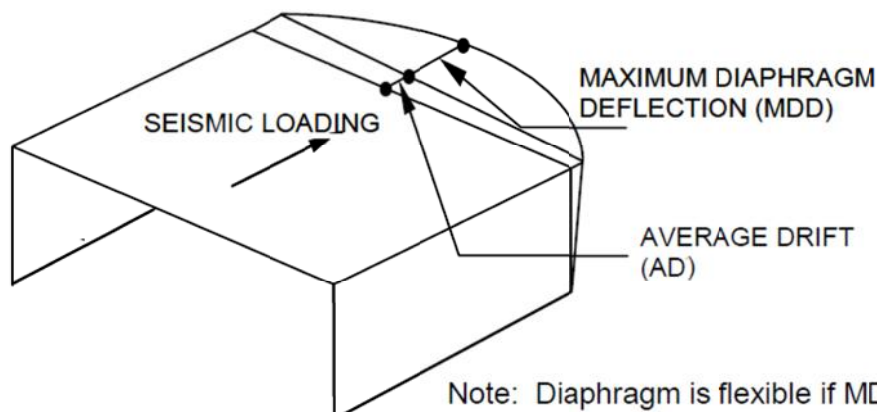
### 8-1- اثر سختی دیافراگم در تحلیل لرزه ای سازه

در تحلیل سازه ساختمان اثر صلبیت دیافراگم ها باید به طور مناسب در نظر گرفته شود. به طور کلی دیافراگم ها به سه دسته نرم، نیمه صلب و صلب تقسیم می شوند.

الف - دیافراگم هایی که حداکثر تغییر شکل افقی در آنها تحت اثر نیروی جانبی زلزله، بیش از دو برابر تغییر مکان نسبی متوسط طبقه باشد، (شکل 54)، دیافراگم نرم تلقی می شود. مانند دیافراگم های از نوع چوبی یا ورق های فلزی تقویب نشده بدون پوشش بتن.

ب- در دیافراگم هایی که حداکثر تغییر شکل افقی ایجاد شده در آنها تحت اثر نیروی جانبی زلزله کمتر از نصف تغییر مکان نسبی متوسط طبقه باشد، دیافراگم صلب تلقی می شود. (شکل 54)

پ- سایر دیافراگم ها نیمه صلب محسوب شده و اثر سختی نسبی آنها در توزیع نیروها بین اجزای سازه، باید با مدل کردن دیافراگم ها، در نظر گرفته شود.



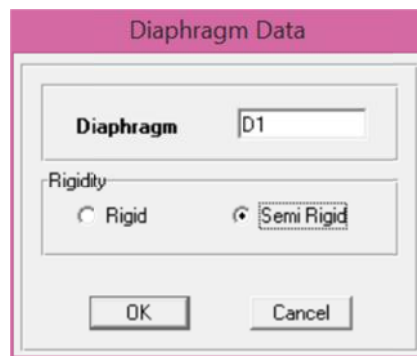
Note: Diaphragm is flexible if  $MDD > 2(AD)$ .

Note: Diaphragm Rigid if  $MDD < 0.5 (AD)$

Note: Diaphragm Rigid if  $MDD < 2 (AD)$

شکل (54): شرایط تعیین دیافراگم نرم، صلب و نیمه صلب

نکته در مدل سازی دیافراگم در نرم افزار ETABS 9.7.4: برای در نظر گرفتن صحیح اثرات سختی دیافراگم ها در تحلیل لرزه ای نرم افزار می باید از گزینه دیافراگم SemiRigid استفاده گردد. (شکل 55) تنها در صورتی که شرایط دیافراگم صلب مهیا باشد می توان از گزینه Rigid استفاده کرد، هرچند در این حالت نیز استفاده از گزینه SemiRigid ایرادی ندارد.



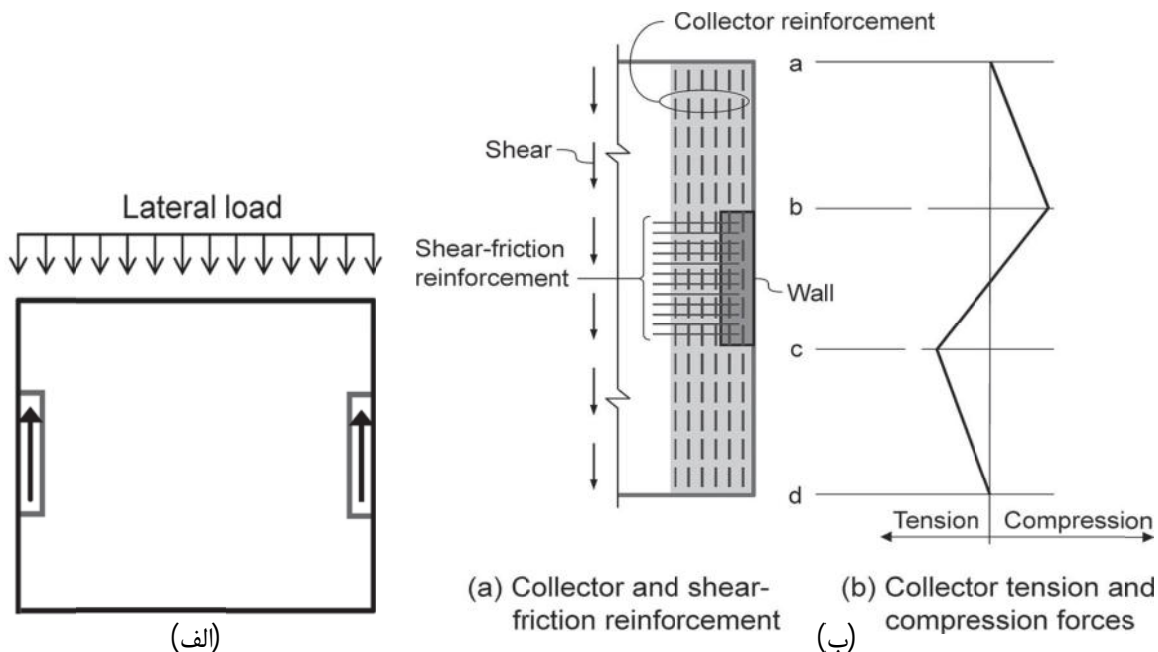
شکل (55): در نظر گرفتن سختی دیافراگم در نرم افزار

## 2-8- نیروی طراحی دیافراگم

دیافراگم ها باید در برابر تغییر شکل های افقی که در آنها ایجاد می شود، مقاومت و سختی کافی را دارا باشند.

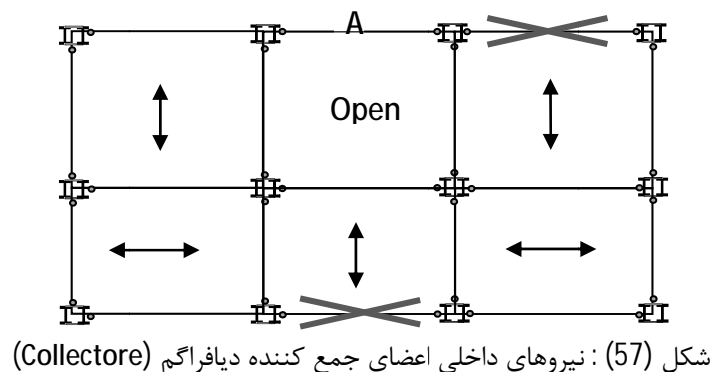
در مواردی که تعبیه اجزایی جمع کننده برای انتقال بار از دیافراگم به اجزای مقاوم در برابر بارهای جانبی ضروری باشد، طراحی آنها و اتصالاتشان باید برای زلزله تشدید یافته ( $\Omega_0 E$ ) انجام شود.

نیروهای موجود در اعضای جمع کننده دیافراگم در شکل 56 نشان داده شده است. پلان نشان داده شده مربوط به یک ساختمان با دو دیوار برشی می باشد. در شکل 56-ب نیروهای داخلی دیافراگم در اطراف دیوارهای برشی (عضو جمع کننده) به صورت نیروهای برشی و محوری نشان داده شده اند.



شکل (56): نیروهای داخلی اعضای جمع کننده دیافراگم (Collector)

در سازه های فولادی تیرهای محور مهاربندی نقش اصلی جمع کننده (Collector) را دارند، به خصوص تیرهای دهانه های مجاور دهانه مهاربندی. اگر تیرهای جمع کننده مجاور باز شو باشند، (تیر A در پلان شکل 57) این تیر و اتصالاتش باید با ظرفیت مناسب محوری طرح گردد.





در شکل 58 نیروهای داخلی دیافراگم در لبه ها (عضو لبه ای) به صورت نیروهای محوری که ناشی از خمش درون صفحه دیافراگم می باشند، نشان داده شده اند.

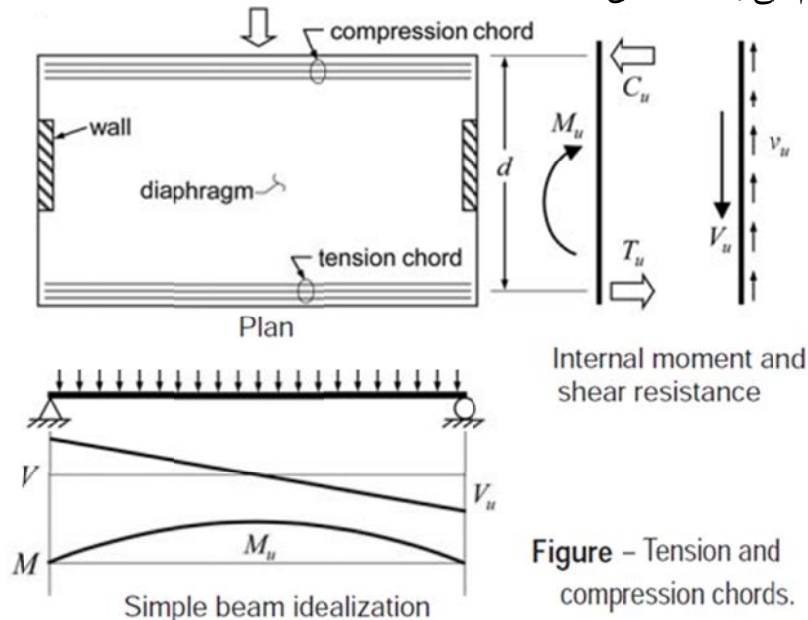
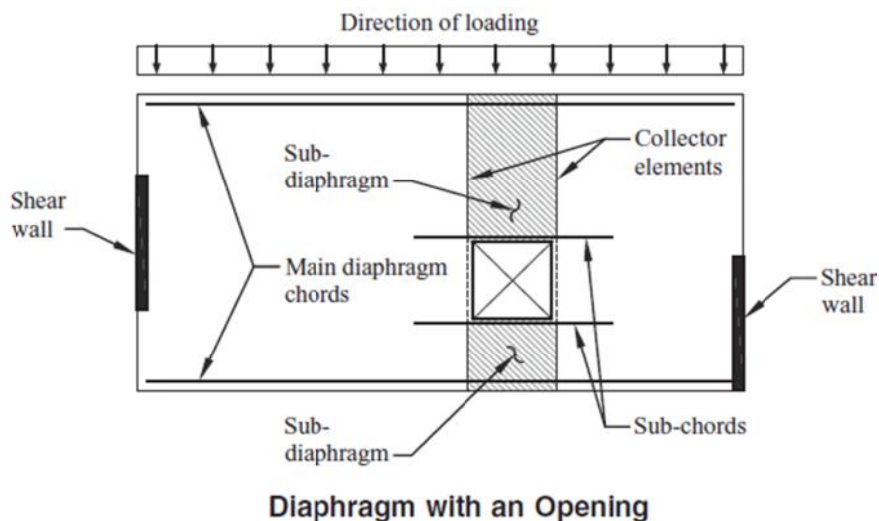


Figure - Tension and compression chords.

شکل (58): نیروهای داخلی اعضای لبه ای (Chord)

وجود بازشو در دیافراگم باعث ایجاد دیافراگم های جزئی (Sub-Diaphragm) و عضو لبه ای جزئی (Sub-Chord) می گردد. (شکل 59)



شکل (59): ایجاد دیافراگم های جزئی و عضو لبه ای جزئی در صورت وجود بازشو در دیافراگم