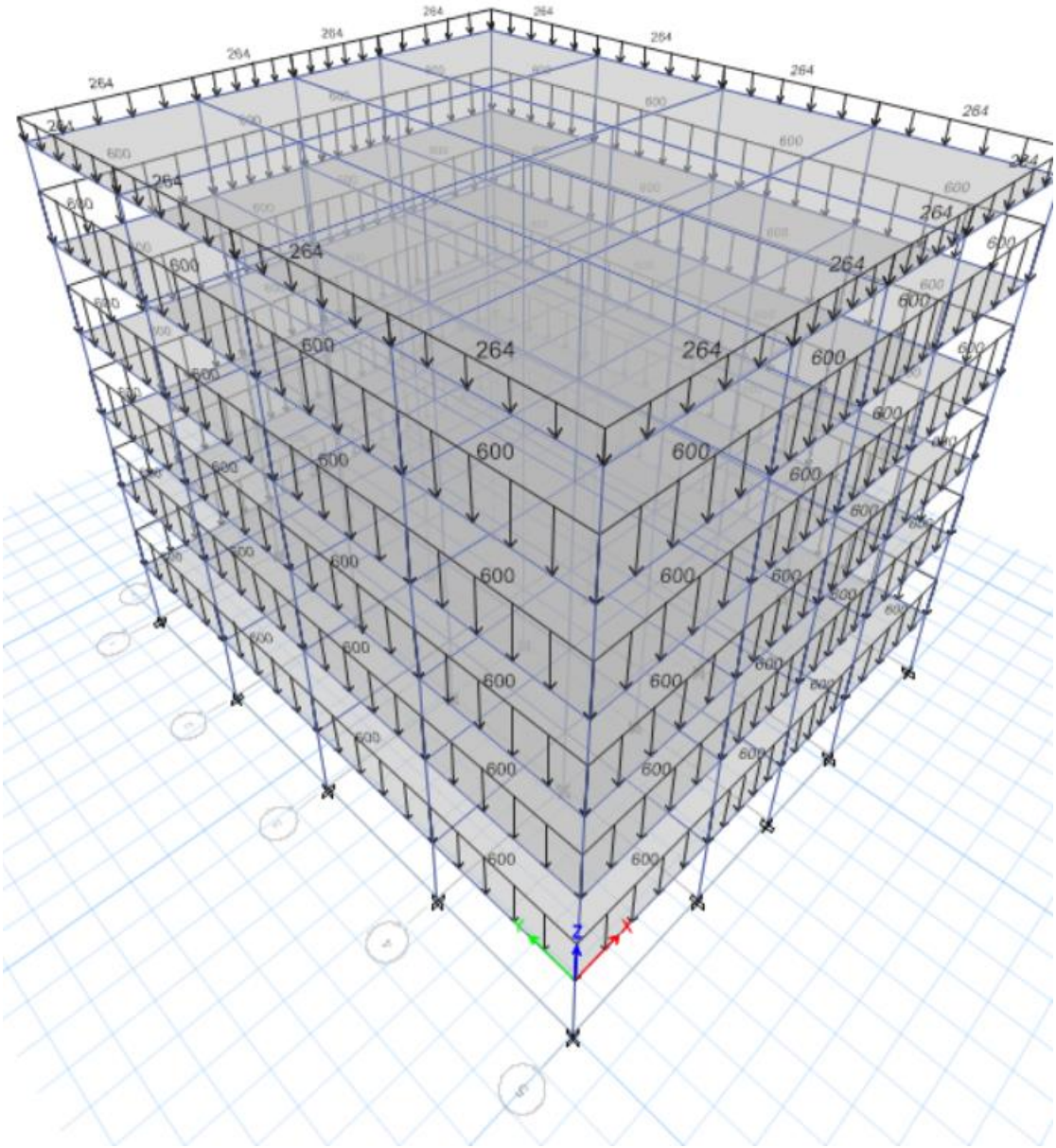
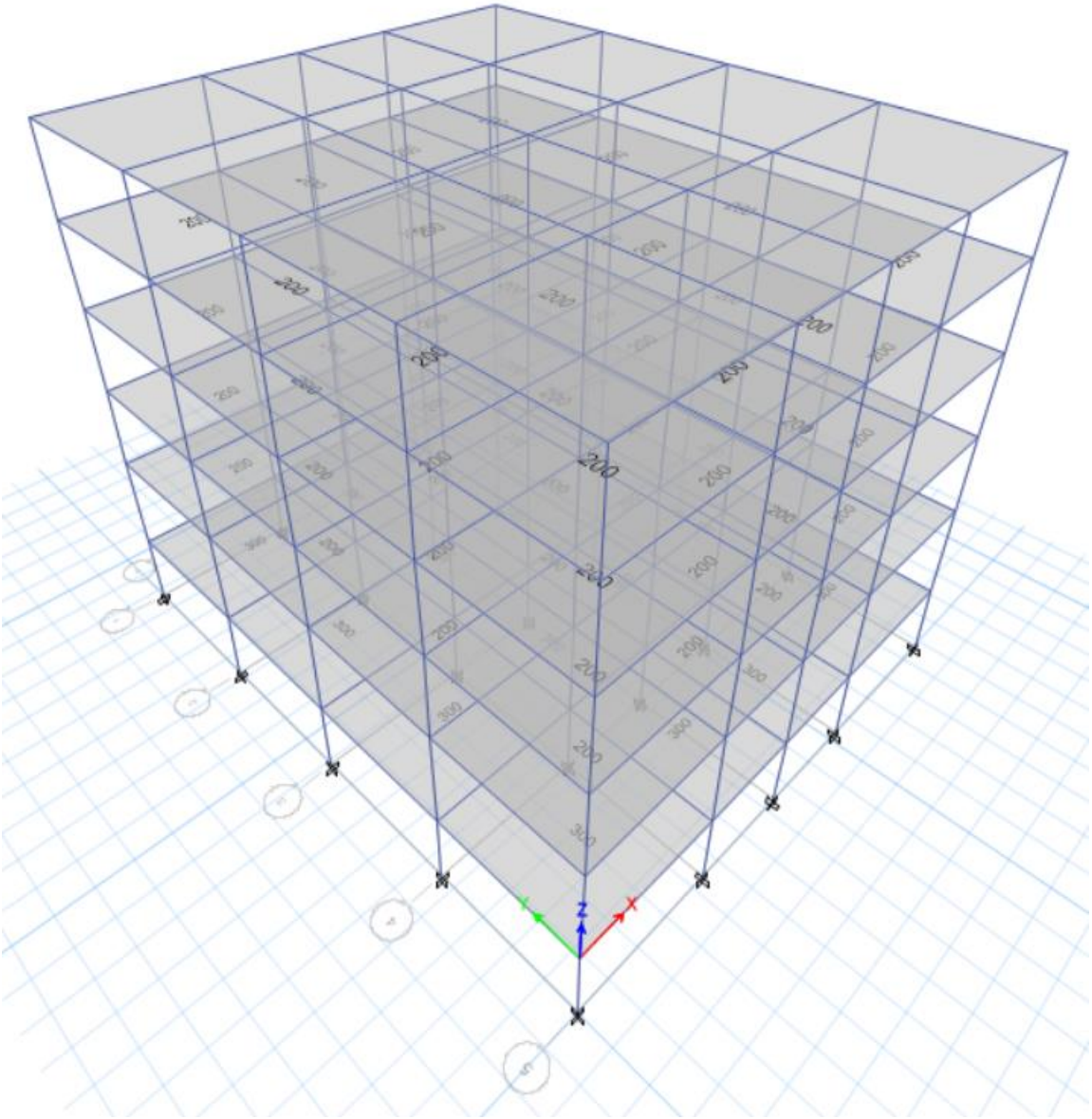


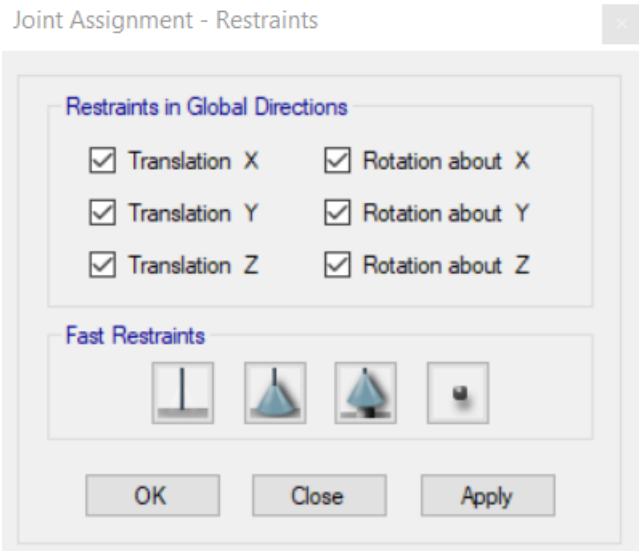
کل بارهای مرده اعمالی در نرم افزار

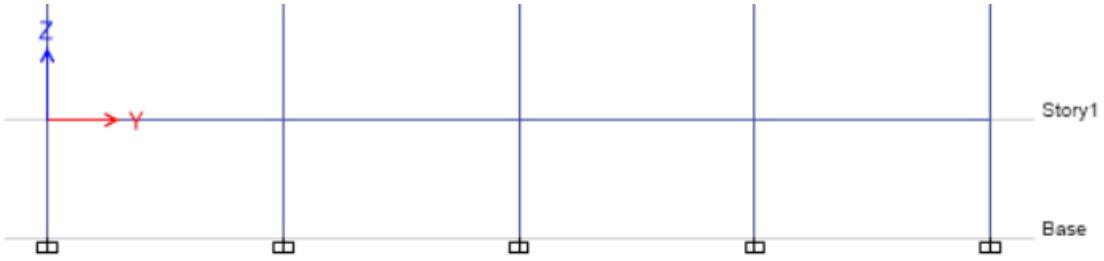


کل بارهای زنده اعمالی در نرم افزار

۵) اصلاحات مدلسازی

- اختصاص تکیه گاه به پای ستون‌ها در محل اتصال به فونداسیون



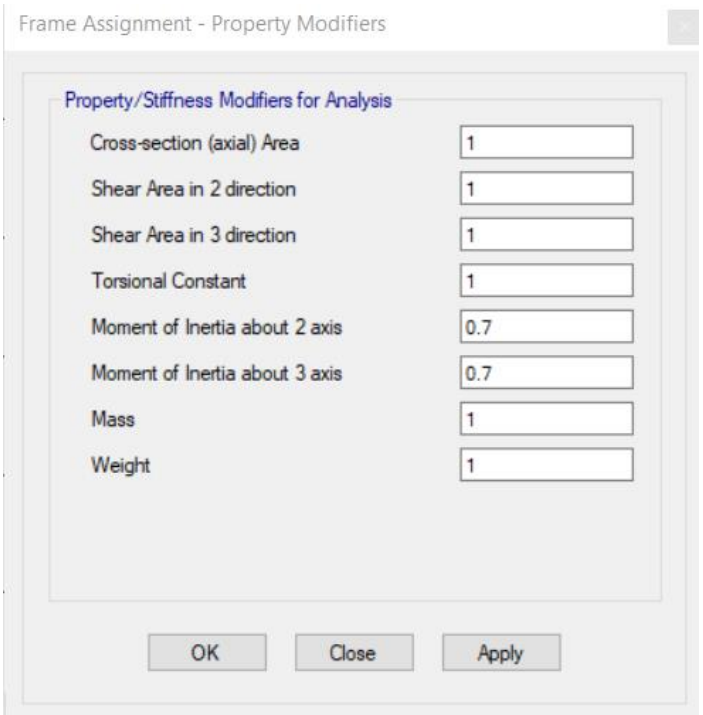


اختصاص تکیه‌گاه گیردار پای ستون‌ها

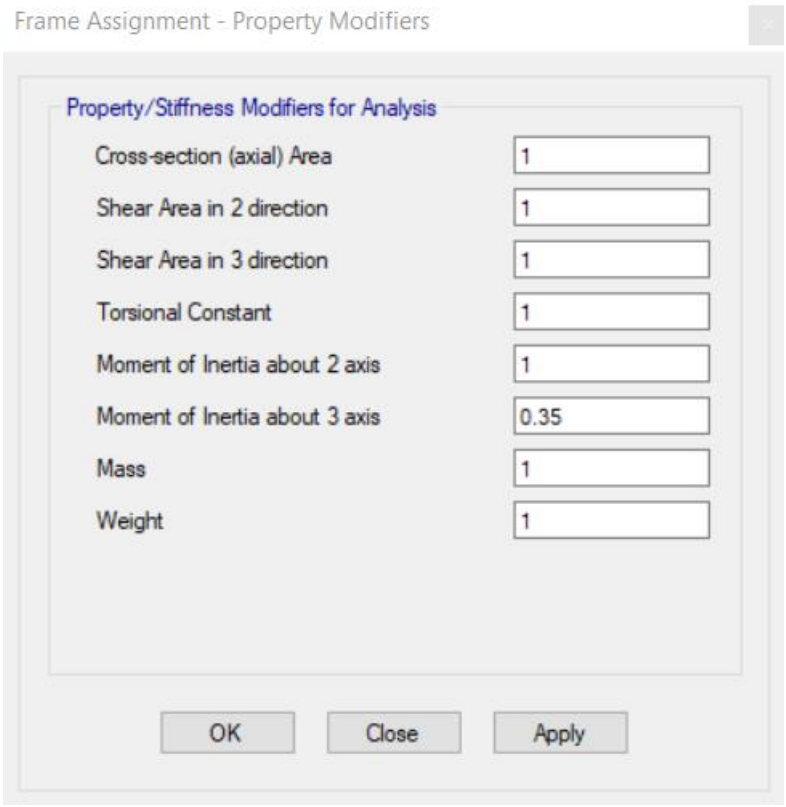
- **اختصاص ضرایب ترک خوردگی**

جدول ۹-۶-۲-الف ممان اینرسی و سطح مقطع مجاز اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریبدار

عضو و شرایط آن		ممان اینرسی	سطح مقطع برای تغییر شکل محوری	سطح مقطع برای برای تغییر شکل برشی
ستون‌ها		$0.7I_g$	$1.0A_g$	b_wh
دیوارها	ترک نخورده	$0.7I_g$		
	ترک خورده	$0.35I_g$		
تیرها		$0.35I_g$		
دال‌های تخت و دال‌های قارچی		$0.25I_g$		

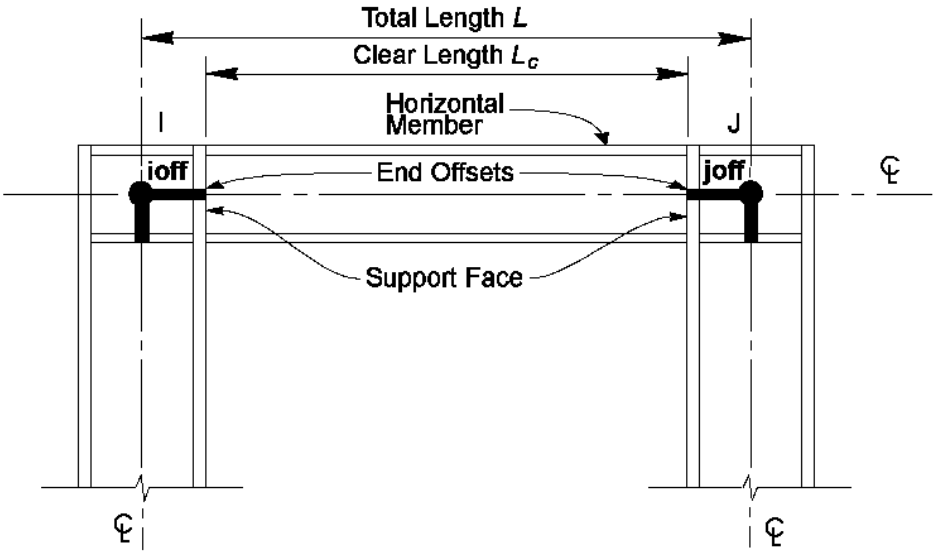


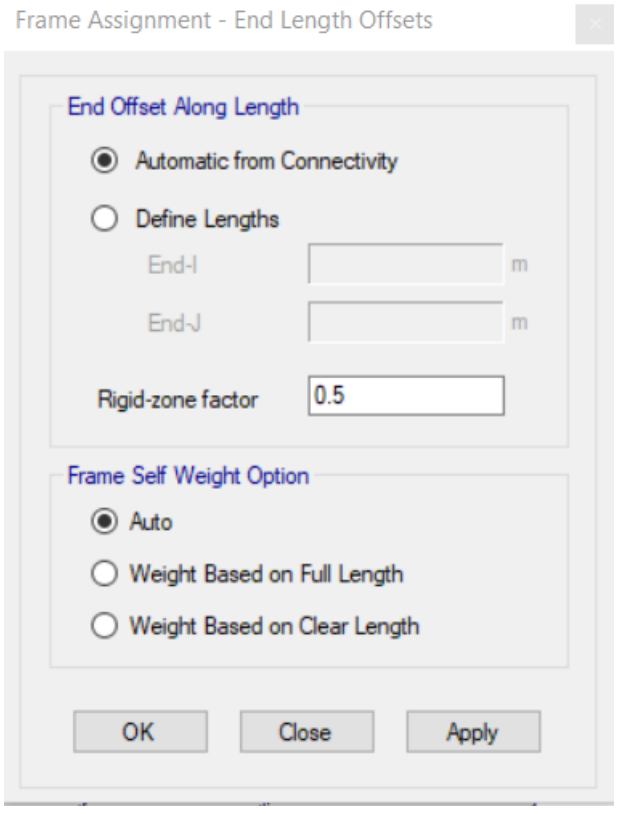
اعمال ضریب ترک خوردگی ستون



اعمال ضریب ترک خوردگی تیر

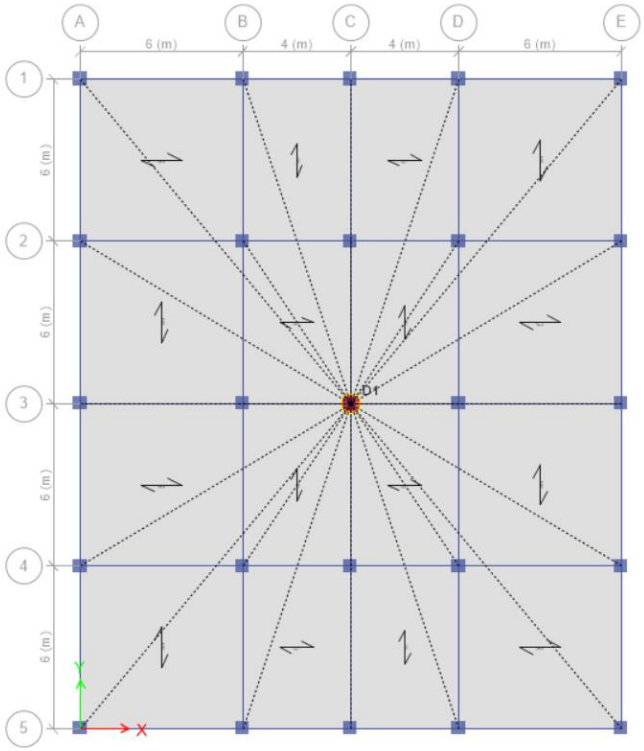
- اختصاص نواحی انتهایی صلب

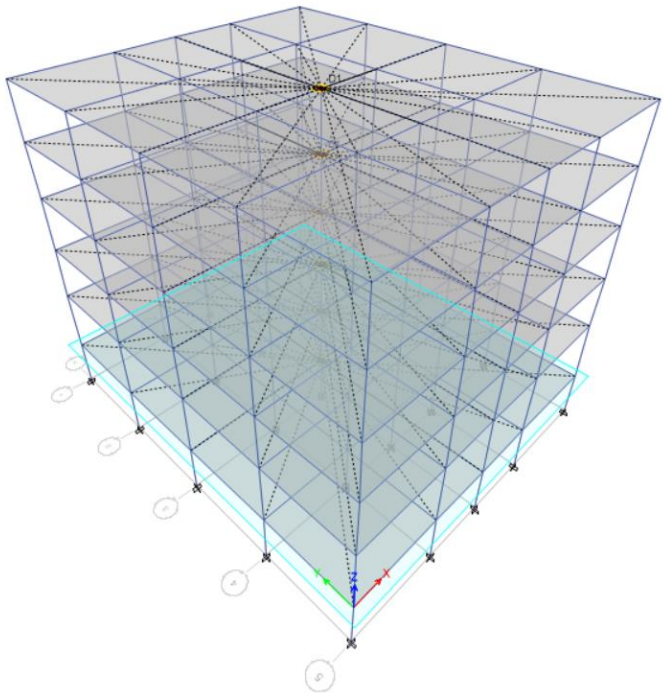




اختصاص نواحی انتهایی صلب

- **اختصاص دیافراگم**





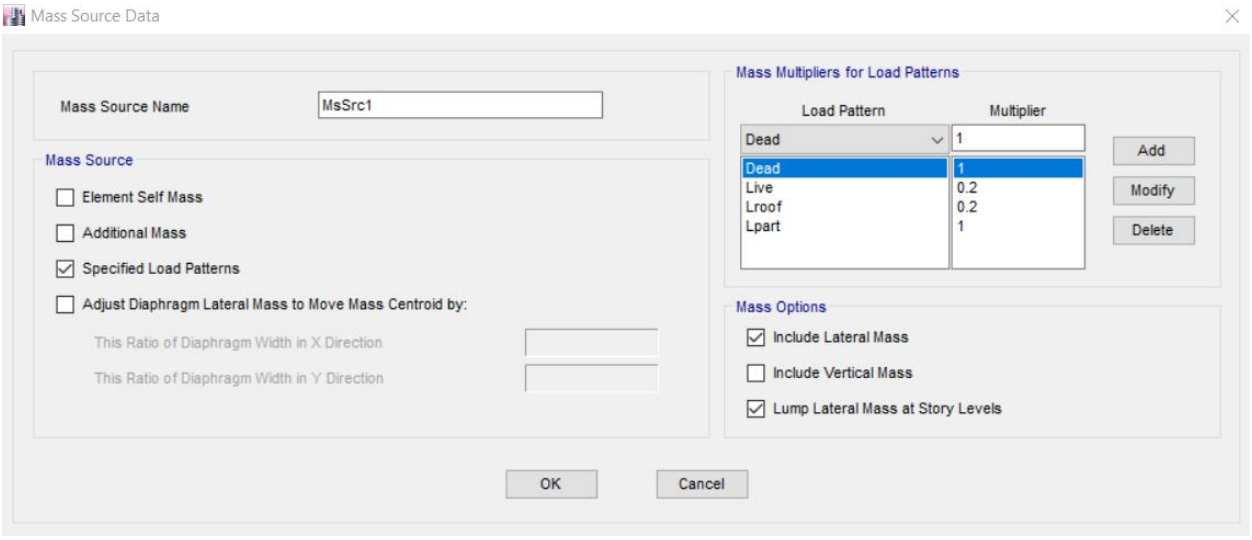
اختصاص دیافراگم طبقات

- **وزن موثر لرزه‌ای**

W: وزن مؤثر لرزه‌ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم‌کننده به اضافهٔ درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۳-۱). بار زنده باید به صورت تخفیف‌نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

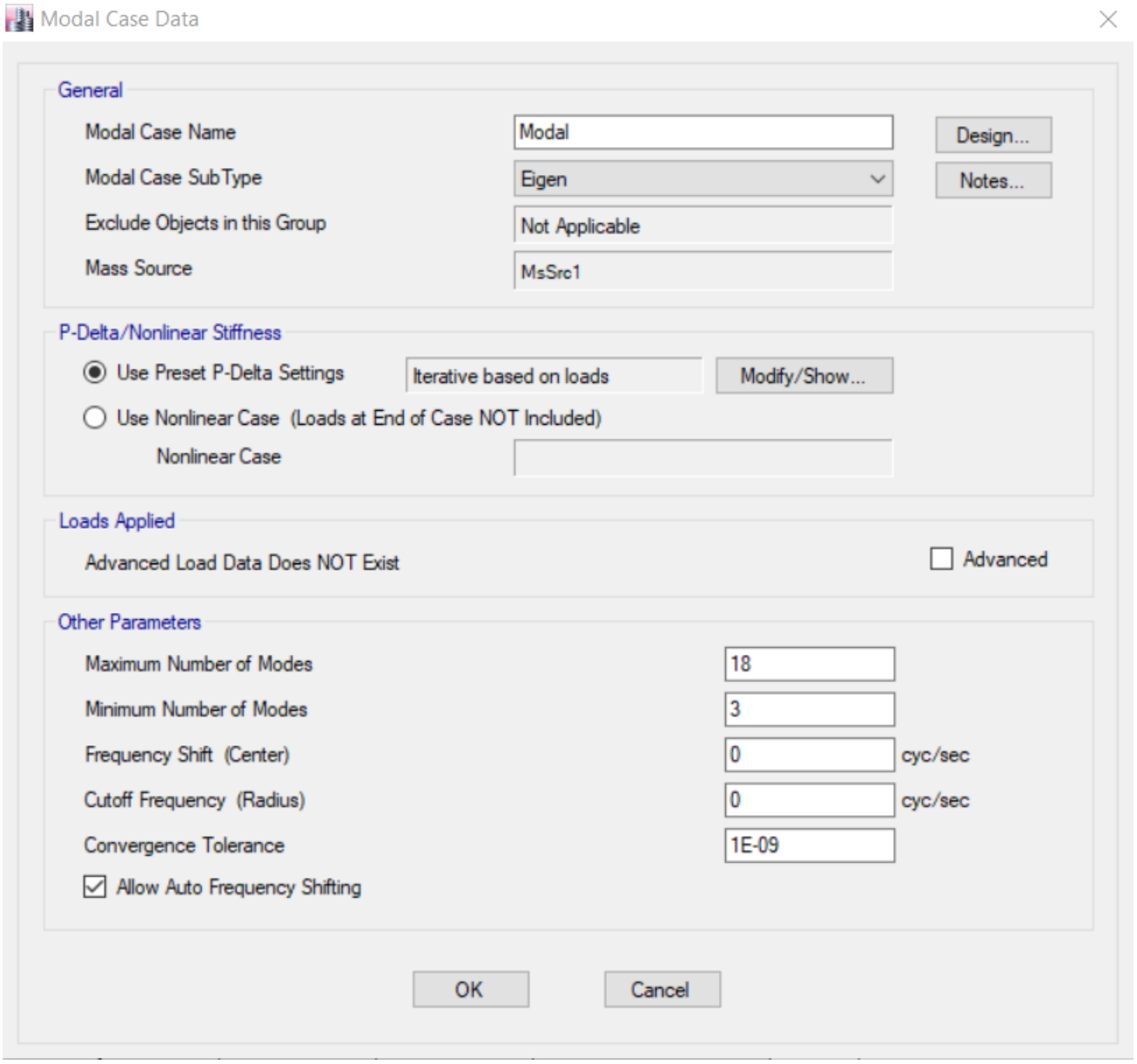
جدول ۳-۱ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام‌های ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین	۲۰
بام‌های ساختمان‌ها در سایر مناطق	-
ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل‌ها و پارکینگ‌ها	۲۰
بیمارستان‌ها، مدارس، فروشگاه‌ها، ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام	۲۰
کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداقل ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰



معرفی وزن موثر لرزه‌ای به نرم افزار

- **تنظیم تعداد مدهای نوسان**



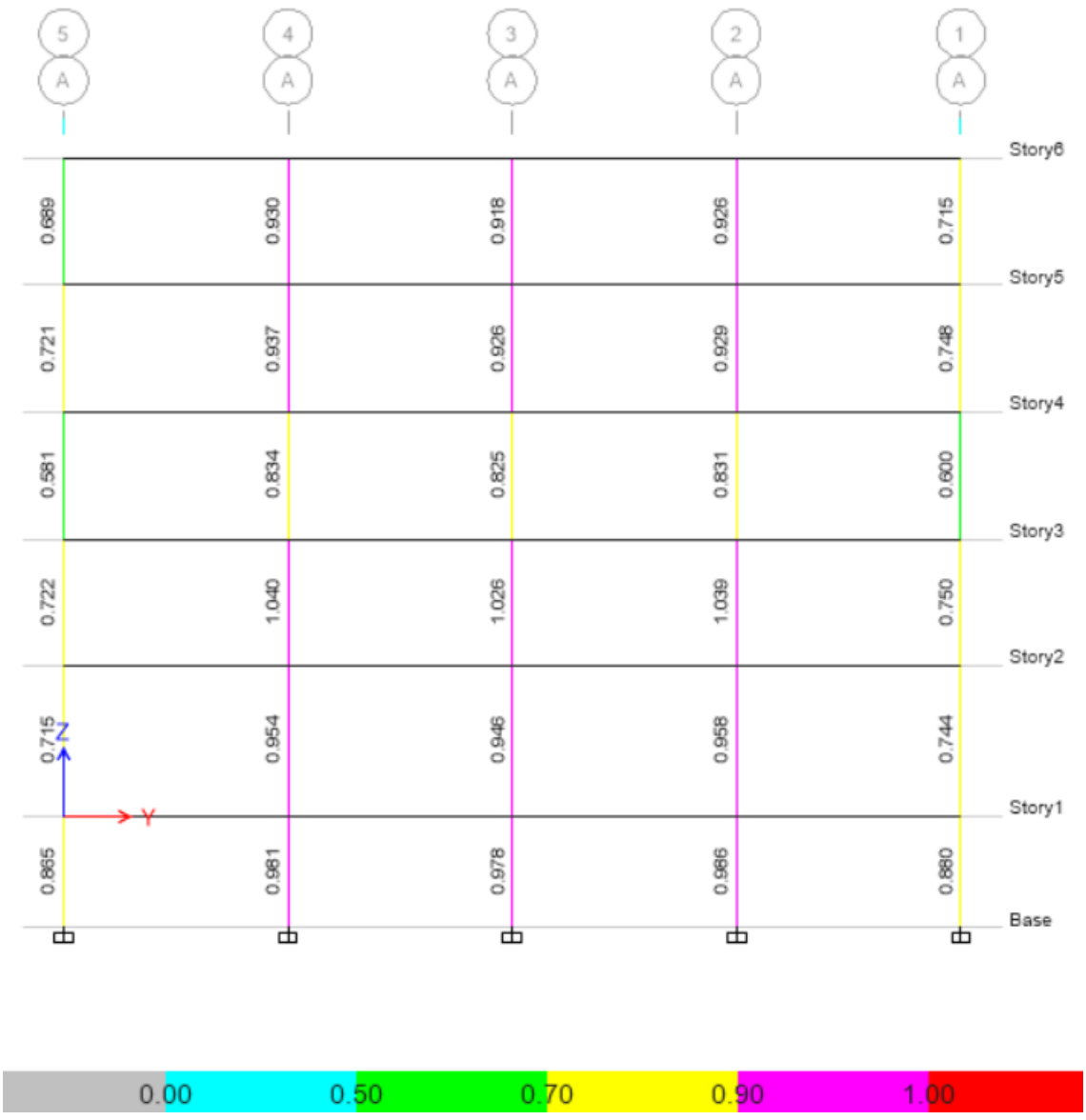
تنظیم تعداد مد نوسان در نرم افزار

$$Maximum\ Number\ of\ Modes = 3n = 3 \times 6 = 18$$

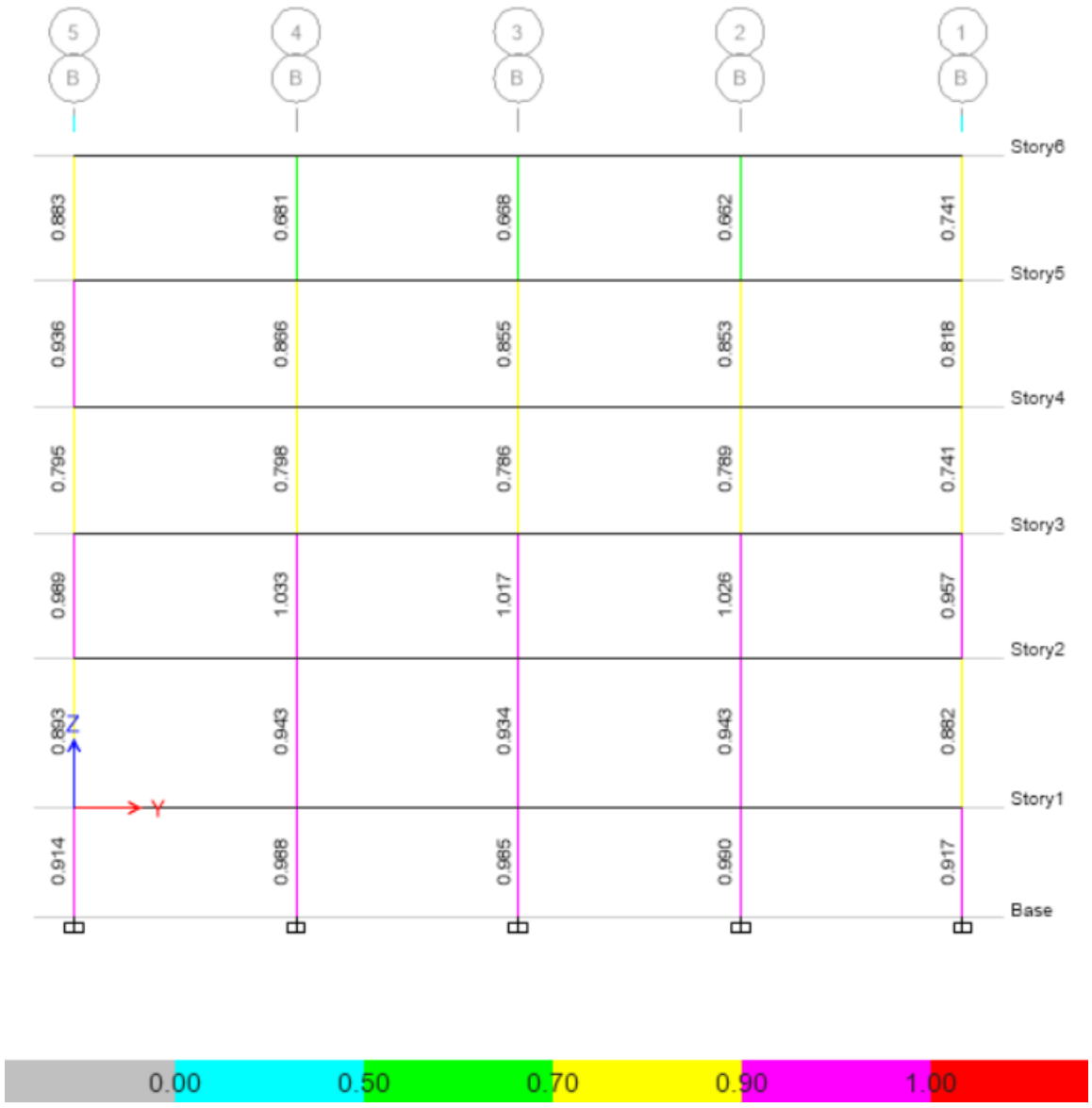
$$Minimum\ Number\ of\ Modes = 3\ or\ 1 = 3$$

✓ در رابطه فوق n تعداد طبقات می‌باشد.

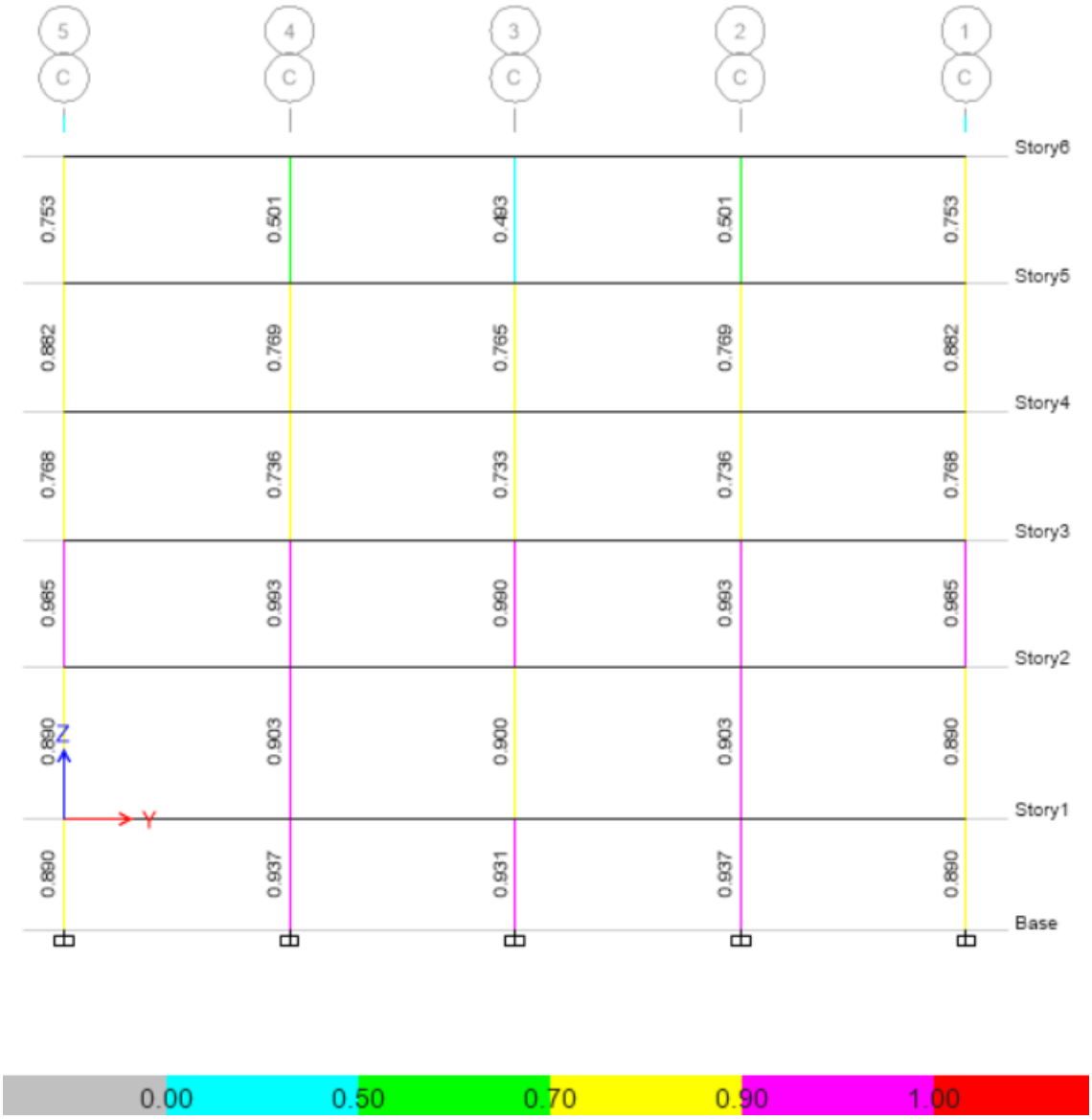
۶) تحلیل و طراحی سازه (تحلیل خطی)



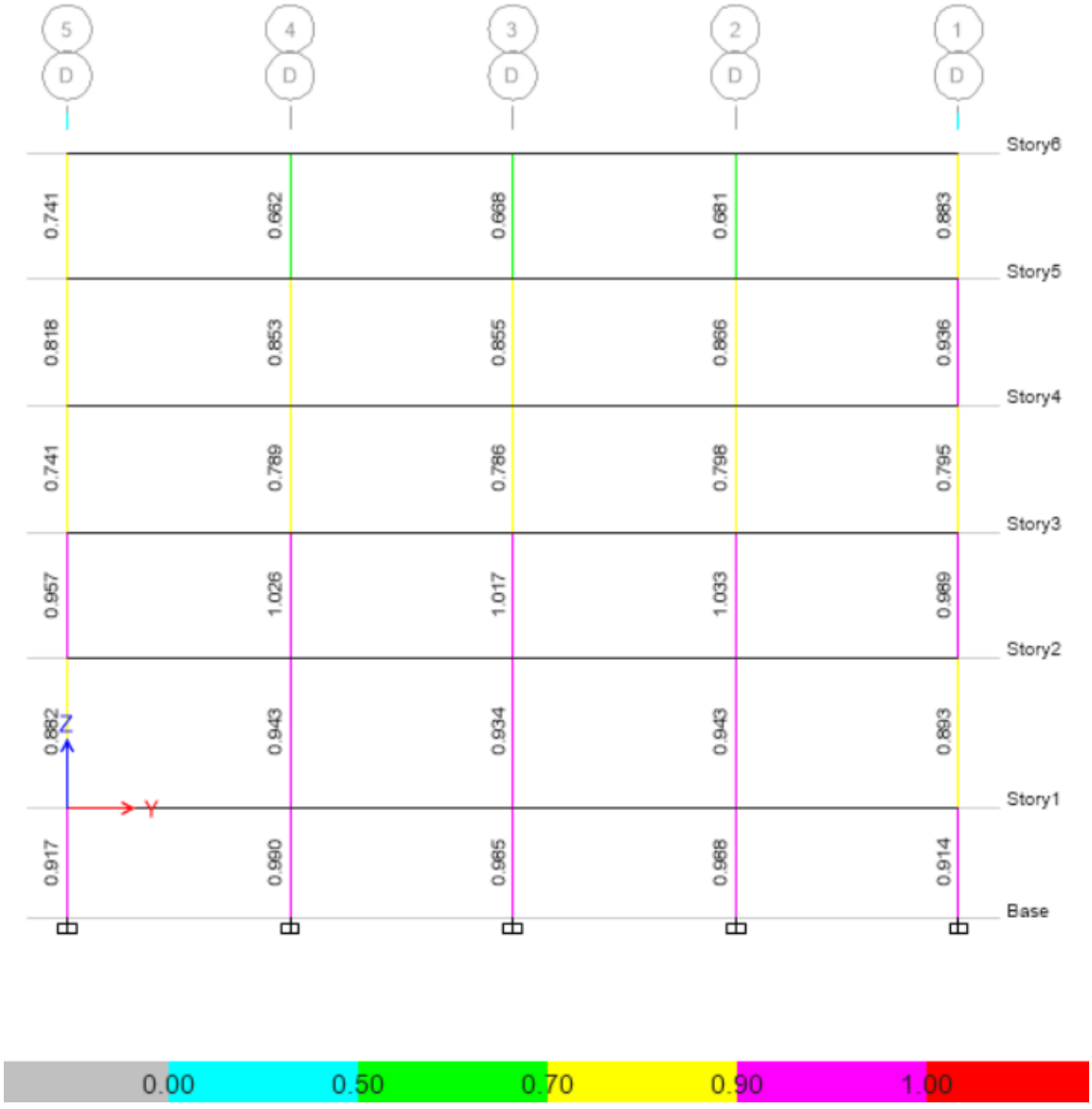
نسبت نیرو به ظرفیت قاب A



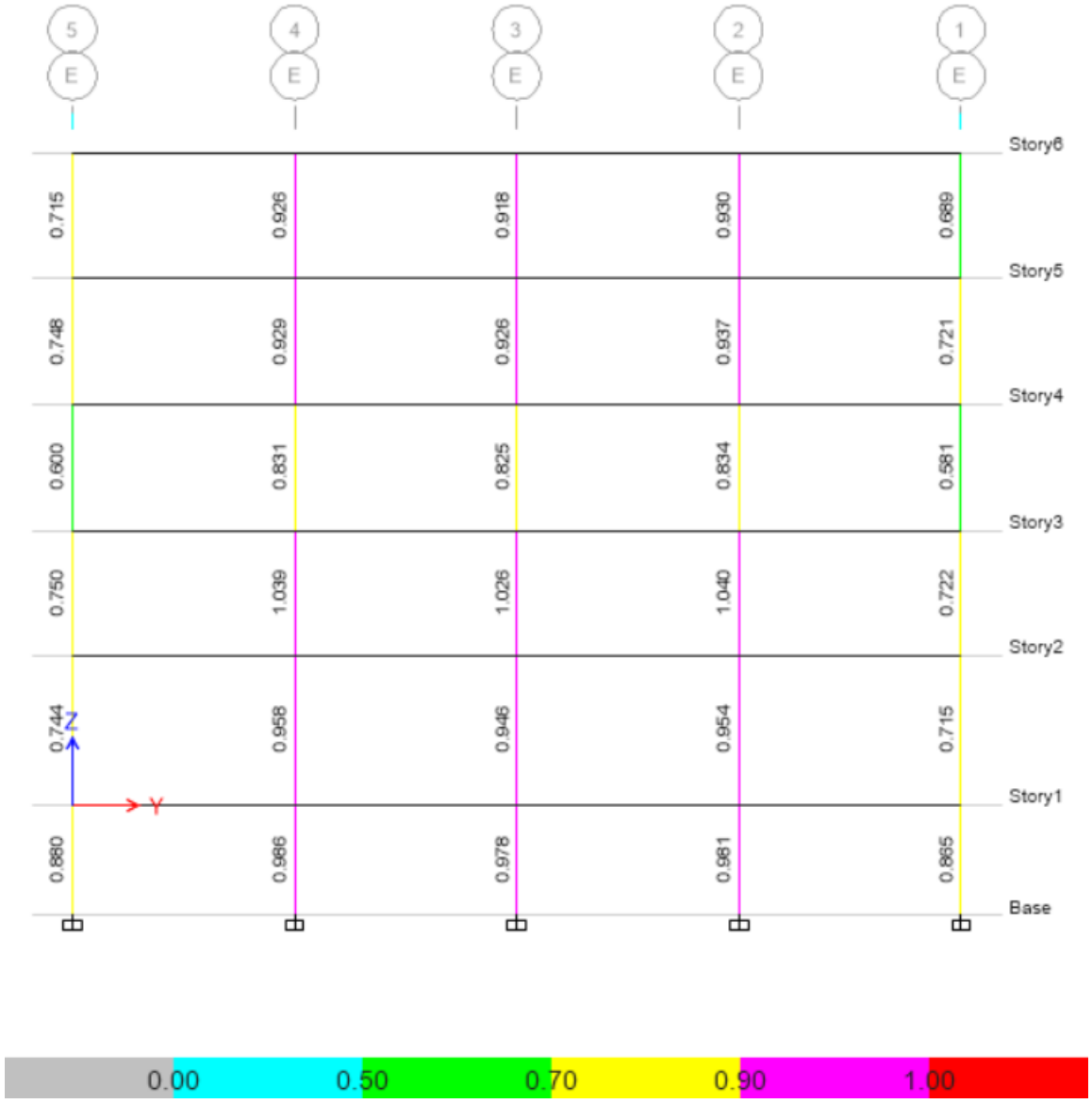
نسبت نیرو به ظرفیت قاب B



نسبت نیرو به ظرفیت قاب C



نسبت نیرو به ظرفیت قاب D



نسبت نیرو به ظرفیت قاب E

۷) انتخاب روش تحلیل برای مقاومسازی

در انجام تحلیل استاتیکی از دو روش برای تحلیل سازه می‌توان استفاده کرد که عبارتند از:

الف) تحلیل استاتیکی خطی (تحلیل استاتیکی معادل)

ب) تحلیل استاتیکی غیر خطی (تحلیل پوش آور)

طبق نشریه ۳۶۰ بنا به بندی که در ادامه آورده شده است در فرضیات مدلسازی اگر تحلیل سازه از نوع استاتیکی خطی باشد باید مدلسازی بصورت سه بعدی باشد اما در تحلیل غیرخطی استاتیکی می‌توان از حالت دو بعدی نیز استفاده نمود با توجه به اینکه پروژه مورد بررسی ما قاب دو بعدی می‌باشد بنابراین روش تحلیل در نظر گرفته شده تحلیل استاتیکی عیر خطی (پوش آور) خواهد بود.

۳-۲-۲- مدل‌سازی

۳-۲-۲-۱- فرضیات اولیه

سازه باید به صورت سه‌بعدی مدل‌سازی شود. در موارد ذکرشده در این بند برای تحلیل‌های غیرخطی می‌توان از مدل دو بعدی نیز استفاده نمود. در صورتی‌که سازه دارای دیافراگم صلب، مطابق با تعریف بند (۳-۲-۴) باشد و اثرات پیچش در سازه مطابق بند (۳-۲-۳) ملحوظ شده باشد، می‌توان از مدل‌سازی دو بعدی در تحلیل‌های غیرخطی نیز استفاده نمود. در سازه‌های با دیافراگم نرم، مدل‌سازی دوبعدی در تحلیل‌های غیرخطی می‌تواند با توجه به بند (۳-۲-۴-۲) انجام شود. هنگامی‌که سازه در تحلیل‌های غیرخطی دوبعدی مدل می‌شود، برای محاسبه‌ی سختی و مقاومت اجزا و اعضای سازه باید خواص سه‌بعدی آن‌ها مدنظر قرار گیرد. در مدل‌سازی، سختی اعضای سازه‌ای باید برحسب نوع مصالح، مطابق فصل‌های ۵ یا ۶ برآورد شود.

در تحلیل‌های غیرخطی، اگر اتصالات ضعیف‌تر و یا دارای شکل‌پذیری کم‌تر از اعضای متصل‌شونده باشد و یا به نحوی تخمین زده شود که با درنظرگرفتن اتصالات در مدل، نتایج حاصل بیش از ۱۰٪ تغییر خواهد داشت، اثر آن‌ها باید به نحو مناسب در مدل سازه منظور شود.

بند نشریه ۳۶۰ در خصوص فرضیات مدلسازی

۸) تحلیل استاتیکی غیر خطی (پوش آور)

در این روش، بار جانبی ناشی از زلزله، استاتیکی و به تدریج به صورت فزاینده به سازه اعمال می شود تا آنجا که تغییرمکان در یک نقطه ی خاص (نقطه ی کنترل) تحت اثر بارجانبی، به مقدار مشخصی (تغییرمکان هدف) برسد و یا سازه فروریزد. تغییرشکل ها و نیروهای داخلی حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی باید با معیارهای پذیرش مورد بررسی قرار گیرد.

- نکات نشریه ۳۶۰ در ارتباط با تحلیل پوش آور

۳-۳-۳-۱- ملاحظات خاص مدل‌سازی و تحلیل

۳-۳-۳-۱-۱-کلیات

تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌تواند به دو روش کامل و ساده‌شده انجام شود:

۱- در روش کامل، اعضای اصلی و غیراصلی در مدل وارد شده و رفتار غیرخطی آن‌ها تا حد امکان نزدیک بـه واقعیـت انتخـاب می‌شود. همچنین اثرات کاهندگی به نحوی وارد محاسبات می‌شود.

۲- در روش ساده‌شده، فقط اعضای اصلی مدل می‌شوند. رفتار غیرخطی اعضای اصلی توسط مدل دوخطی شبیه‌سازی می‌شود و از اثرات کاهندگی صرف‌نظر می‌شود. هنگام استفاده از این روش، معیار پذیرش مطابق بند (۳-۴-۲-۲) درنظرگرفته می‌شود. چنانچه تعداد کمی از اعضای اصلی توسط این معیار پذیرفته نشوند، می‌توان آن‌ها را در دسته‌ی اعضای غیراصلی فرض کرده و از مدل خارج نمود.

✓ با توجه به استفاده از نرم افزار ETABS برای این پروژه از روش (۲) برای انجام تحلیل پوش آور استفاده خواهیم نمود.

۳-۳-۳-۱-۲- نقطه‌ی کنترل

در تحلیل استاتیکی غیرخطی، مرکز جرم بام به عنوان نقطه‌ی کنترل تغییرمکان سازه انتخاب می‌شود (مرکز جرم سقف خرپشـته به عنوان نقطه‌ی کنترل انتخاب نمی‌شود).

۳-۳-۳-۱-۳- توزیع بار جانبی

توزیع بار جانبی بر مدل سازه باید تا حدامکان شبیه به آنچه که هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالت‌های بحرانی تغییرشکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید. به همین جهت باید حداقل دو نوع توزیع بار جانبی به شرح زیر، بر روی سازه اعمال شود.

۱- توزیع نوع اول

به عنوان توزیع نوع اول باید بار جانبی به یکی از سه روش زیر محاسبه و بر مدل سازه اعمال شود. برای سازه‌هایی که دارای زمان تناوب اصلی بزرگ‌تر از یک ثانیه هستند فقط می‌توان از روش سوم این نوع توزیع بار استفاده نمود.

۱-۱- توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی مطابق رابطه (۳-۱۰)، از این توزیع هنگامی می‌توان استفاده نمود که حداقل ۷۵٪ جرم سازه در مود ارتعاشی اول درجهت موردنظر مشارکت کند. در صورت انتخاب این توزیع، توزیع نوع دوم باید از نوع یکنواخت انتخاب شود.

۱-۲- توزیع متناسب باشکل مود اول ارتعاش درجهت موردنظر، از این توزیع زمانی می‌توان استفاده نمود که حداقل ۷۵٪ جرم سازه در این مود مشارکت کند.

۱-۳- توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی، برای این منظور تعداد مودهای ارتعاشی مورد بررسی باید چنان انتخاب شود که حداقل ۹۰٪ جرم سازه در تحلیل مشارکت کند.

۲- توزیع نوع دوم

به عنوان توزیع نوع دوم باید بارجانبی به یکی از دو روش زیر محاسبه و بر مدل سازه اعمال شود.

۲-۱- توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود.

۲-۲- توزیع متغیر که در آن توزیع بارجانبی برحسب وضعیت رفتار غیرخطی مدل سازه در هر گام افزایش بار با استفاده از یک روش معتبر تغییر داده می‌شود.

بار جانبی که به‌ترتیب فوق انتخاب می‌شود باید جداگانه در دو جهت مثبت و منفی به سازه وارد شود و رابطه‌ی بین برش پایه و تغییرمکان نقطه‌ی کنترل باید برای هر گام افزایش نیروهای جانبی تا رسیدن به تغییرمکانی حداقل ۱/۵ برابر تغییرمکان هدف ثبت شود. در تحلیل غیرخطی بارهای ثقلی اعضا مطابق بند (۳-۲-۸) در ترکیب با بار جانبی باید منظور شود.

۳-۳-۳-۱-۴- مدل رفتار دوخطی نیرو- تغییرمکان سازه

رفتار غیرخطی سازه که ارتباط بین برش پایه و تغییرمکان نقطه‌ی کنترل را مطابق شکل (۳-۱) مشخص می‌نماید به منظور محاسبه‌ی سختی جانبی موثر (K_e) و برش تسلیم موثر (V_y) باید با یک مدل رفتار دوخطی ساده جایگزین شود. برای ساده‌سازی مدل رفتار غیرخطی، نقطه‌ی B باید چنان انتخاب شود که سطح زیر مدل رفتار دوخطی برابر سطح زیرمنحنی رفتار غیرخطی باشد و همچنین طول پاره‌خط AD برابر ۰/۶AB باشد. در آن‌صورت نیروی مربوط به نقطه‌ی B، برش تسلیم موثر (V_y) بوده و برای برش پایه‌ی V_y ۰/۶ در منحنی رفتار غیرخطی، مدول سکانت بیان‌گر سختی جانبی موثر (K_e) می‌شود. در مدل ساده‌شده باید دقت شود که V_y بزرگ‌تر از بیشینه برش پایه در منحنی رفتار غیرخطی نشود. در سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند ($\alpha > 0$) مدل رفتاری مطابق شکل (الف) است و در سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی منفی هستند ($\alpha < 0$) مدل رفتاری مطابق شکل (ب) می‌باشد.

۳-۳-۳-۱-۵- محاسبه‌ی زمان تناوب اصلی موثر

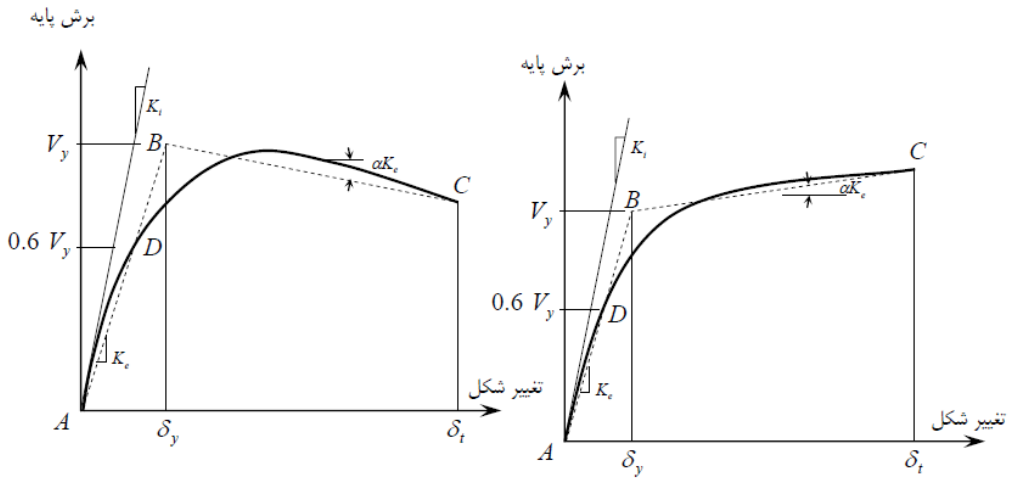
زمان تناوب اصلی موثر T_e در امتداد مورد بررسی براساس مدل رفتار دوخطی برابر است با:

$$T_e = T_i\sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \qquad (۱۳-۳)$$

که در آن T_i زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی است و K_i سختی جانبی ارتجاعی مطابق شکل (۳-۱) می‌باشد.

۳-۳-۳-۲- برآورد نیروها و تغییرشکل‌ها

تغییرمکان هدف برحسب نوع دیافراگم مطابق بندهای (۳-۳-۳-۲-۱) تا (۳-۳-۳-۲-۳) تعیین می‌شود. در سازه‌هایی که دارای دیافراگم صلب یا نیمه‌صلب هستند تغییرمکان هدف باید به‌دلیل پیچش مطابق بند (۳-۲-۳) اصلاح شود. دیافراگم طبقات باید برای نیرویی برابر یکی از دو مقدار بندهای (۳-۳-۱-۵) و (۳-۳-۲-۳) طراحی شود. اثر زلزله در امتداد عمود بر امتداد موردنظر در صورت لزوم باید مطابق بند (۳-۲-۷) درنظرگرفته شود.



شکل (۳-۱): منحنی ساده‌شده‌ی نیرو – تغییرمکان

۳-۳-۳-۲-۱- ساختمان با دیافراگم صلب

تغییرمکان هدف برای سازه با دیافراگم‌های صلب باید با درنظرگرفتن رفتار غیرخطی سازه برآورد شود. به عنوان یک روش تقریبی می‌توان مقدار تغییرمکان هدف را از رابطه (۳-۱۴) محاسبه نمود.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \qquad (۳-۱۴)$$

که در آن T_e زمان تناوب اصلی موثر ساختمان مطابق رابطه‌ی (۳-۱۳) برای امتداد موردنظر است. C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی است که برابر یکی از مقادیر زیر انتخاب می‌شود:

- ضریب مشارکت مود اول
- مقادیر تقریبی مطابق جدول (۳-۲)

جدول (۳-۲): مقدار ضریب C_0

سایر ساختمان‌ها	ساختمان‌های برشی *		تعداد طبقات ساختمان
هر نوع توزیع بار	توزیع بار یکنواخت	توزیع نوع اول مطابق بند (۳-۳-۳-۱-۳)	
۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱
۱/۲	۱/۱۵	۱/۲	۲
۱/۳	۱/۲	۱/۲	۳
۱/۴	۱/۲	۱/۳	۵
۱/۵	۱/۲	۱/۳	۱۰ و بیش‌تر

* منظور از ساختمان برشی، ساختمانی است که در تمام طبقات، تغییرمکان جانبی نسبی کوچک‌تر از طبقه‌ی زیرین باشد.

ضریب C_1 از رابطه‌ی (۳-۱۵) محاسبه می‌شود.

$$T_e \geq T_s \rightarrow C_1 = 1.0$$

$$T_e < T_s \rightarrow C_1 = \frac{\left[1.0 + [R-1]\frac{T_s}{T_e}\right]}{R} \qquad (۱۵-۳)$$

در هر صورت مقدار C_1 نباید کوچک‌تر از ۱ و بزرگ‌تر از مقدار آن براساس بند (۳-۳-۱-۲) اختیار شود. در این رابطه R نسبت مقاومت است که از رابطه‌ی (۳-۱۶) محاسبه می‌شود.

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \qquad (۱۶-۳)$$

در این رابطه S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر T_e است و C_m ضریب جرم موثر در مود اول است که می‌تواند با استفاده از جدول (۳-۱) یا از تحلیل دینامیکی به‌دست آید.

ضریب C_2 اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای را بر تغییرمکان‌ها به‌دلیل رفتار غیرارتجاعی آن‌ها منظور می‌کند و مقدار آن با استفاده از جدول (۳-۳) تعیین می‌شود.

جدول (۳-۳): مقادیر ضریب C_2

سطح عملکرد موردنظر	$T \leq ۰/۱$		$T \geq T_s$	
	قاب نوع یک	قاب نوع دو	قاب نوع یک	قاب نوع دو
قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه	۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰
ایمنی‌جانی	۱/۳	۱/۰	۱/۱	۱/۰
آستانه‌ی فروریزش	۱/۵	۱/۰	۱/۲	۱/۰

دراین جدول قاب‌های نوع یک شامل سیستم‌های سازه‌ای هستند که در آن‌ها بیش از ۳۰٪ بارجانبی توسط اعضایی حمل می‌شود که هنگام زلزله کاهش سختی و مقاومت دارند. قاب‌های خمشی معمولی، قاب‌های مهاربندی‌شده با محورهای متقارب،

قاب‌های با اتصالات نیمه‌صلب، قاب‌های با مهاربندهای لاغر که فقط برای کشش طراحی شده‌اند، دیوارهای بنایی غیرمسلح و دیوارهای غیرشکل‌پذیر در برش از این نوع می‌باشند. سایر سیستم‌های سازه‌ای از نوع دو محسوب می‌شوند. برای مقادیر T بین ۰/۱ و T_s مقدار C_2 با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه می‌شود.

ضریب C_3 برای سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند ($\alpha > 0$) برابر ۱ و برای سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی منفی هستند ($\alpha < 0$) از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود.

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|[R-1]^{1.5}}{T_e}$$

مقدار C_3 لزومی ندارد بزرگ‌تر از مقادیر داده‌شده در بند (۳-۳-۱-۲) درنظرگرفته شود.

بنا به توضیحات آئین نامه می‌توان گفت برای تحلیل پوش آور گام های زیر بایستی انجام گیرد:

۱. معرفی طیف به نرم افزار

۲. محاسبه تغییر مکان هدف

۳. اختصاص رفتار غیر خطی اعضا (تعریف و اختصاص مفاصل پلاستیک)

۴. تعریف الگوهای بارگذاری

۵. تحلیل سازه و برداشت سختی موثر از خروجی نرم افزار و اصلاح تغییر مکان هدف

۶. تحلیل نهایی و کنترل خروجی های لازم (کنترل نمودار پوش، تشکیل مفاصل پلاستیک)

گام اول) معرفی طیف به نرم افزار

با توجه به اینکه سازه بر روی زمین نوع II قرار گرفته و در منطقه با لرزه خیزی زیاد قرار دارد اطلاعات طیف برابر خواهد بود با:

T (Sec)	B
0.00	1.00000
0.02	1.30000
0.04	1.60000
0.06	1.90000
0.08	2.20000
0.10	2.50000
0.12	2.50000
0.14	2.50000
0.16	2.50000
0.18	2.50000
0.20	2.50000
0.22	2.50000
0.24	2.50000
0.26	2.50000
0.28	2.50000
0.30	2.50000
0.32	2.50000
0.34	2.50000
0.36	2.50000
0.38	2.50000
0.40	2.50000
0.42	2.50000
0.44	2.50000
0.46	2.50000
0.48	2.50000
0.50	2.50000
0.52	2.41346
0.54	2.33333
0.56	2.25893
0.58	2.18966
0.60	2.12500
0.62	2.06452
0.64	2.00781
0.66	1.95455
0.68	1.90441
0.70	1.85714
0.72	1.81250
0.74	1.77027

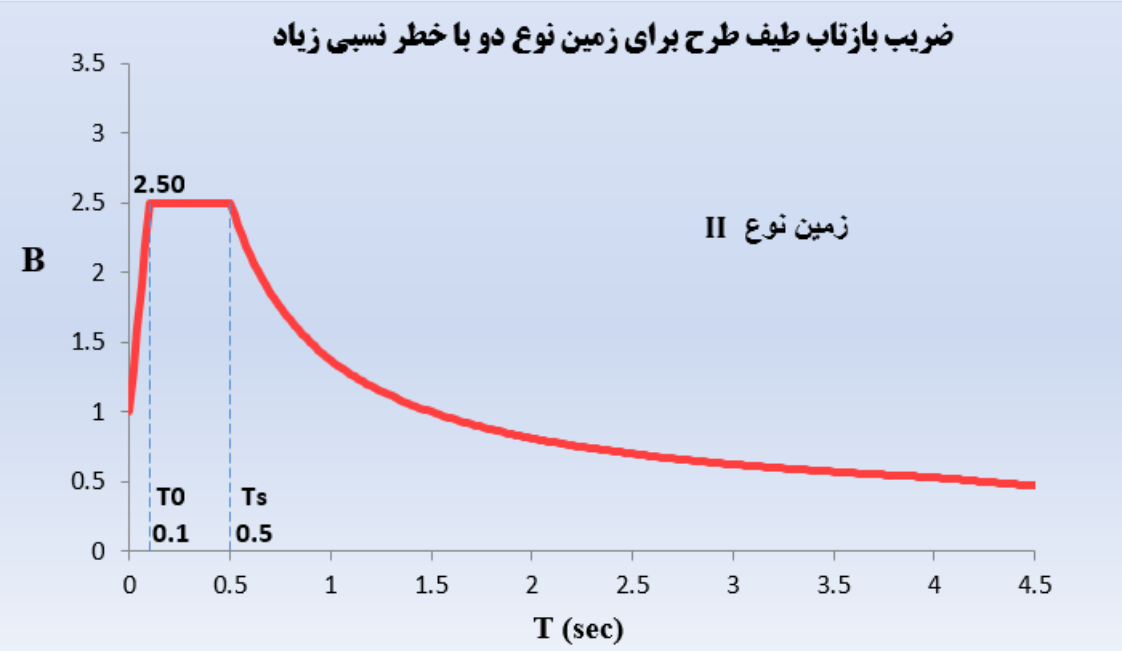
0.76	1.73026
0.78	1.69231
0.80	1.65625
0.82	1.62195
0.84	1.58929
0.86	1.55814
0.88	1.52841
0.90	1.50000
0.92	1.47283
0.94	1.44681
0.96	1.42188
0.98	1.39796
1.00	1.37500
1.02	1.35294
1.04	1.33173
1.06	1.31132
1.08	1.29167
1.10	1.27273
1.12	1.25446
1.14	1.23684
1.16	1.21983
1.18	1.20339
1.20	1.18750
1.22	1.17213
1.24	1.15726
1.26	1.14286
1.28	1.12891
1.30	1.11538
1.32	1.10227
1.34	1.08955
1.36	1.07721
1.38	1.06522
1.40	1.05357
1.42	1.04225
1.44	1.03125
1.46	1.02055
1.48	1.01014
1.50	1.00000
1.52	0.99013
1.54	0.98052
1.56	0.97115
1.58	0.96203
1.60	0.95313
1.62	0.94444
1.64	0.93598
1.66	0.92771
1.68	0.91964

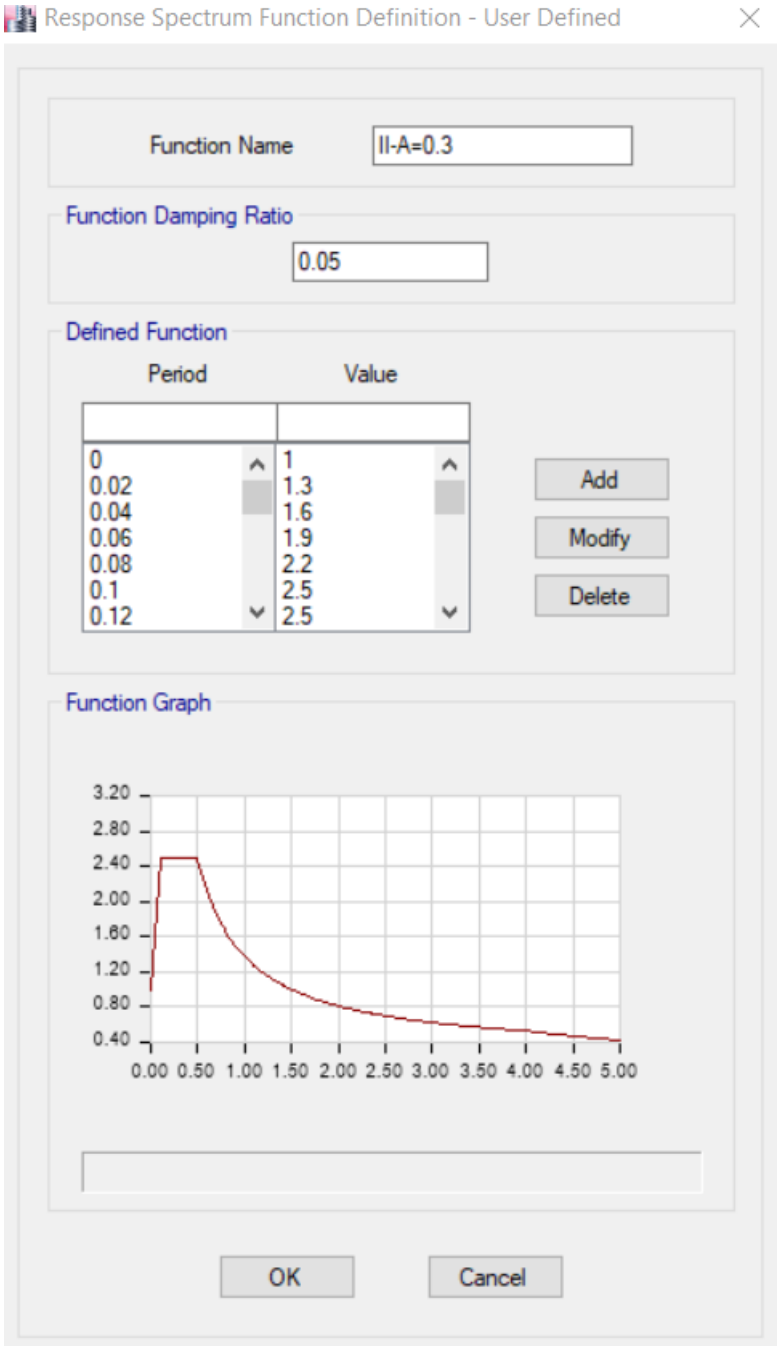
1.70	0.91176
1.72	0.90407
1.74	0.89655
1.76	0.88920
1.78	0.88202
1.80	0.87500
1.82	0.86813
1.84	0.86141
1.86	0.85484
1.88	0.84840
1.90	0.84211
1.92	0.83594
1.94	0.82990
1.96	0.82398
1.98	0.81818
2.00	0.81250
2.02	0.80693
2.04	0.80147
2.06	0.79612
2.08	0.79087
2.10	0.78571
2.12	0.78066
2.14	0.77570
2.16	0.77083
2.18	0.76606
2.20	0.76136
2.22	0.75676
2.24	0.75223
2.26	0.74779
2.28	0.74342
2.30	0.73913
2.32	0.73491
2.34	0.73077
2.36	0.72669
2.38	0.72269
2.40	0.71875
2.42	0.71488
2.44	0.71107
2.46	0.70732
2.48	0.70363
2.50	0.70000
2.52	0.69643
2.54	0.69291
2.56	0.68945
2.58	0.68605
2.60	0.68269
2.62	0.67939
2.64	0.67614

2.66	0.67293
2.68	0.66978
2.70	0.66667
2.72	0.66360
2.74	0.66058
2.76	0.65761
2.78	0.65468
2.80	0.65179
2.82	0.64894
2.84	0.64613
2.86	0.64336
2.88	0.64063
2.90	0.63793
2.92	0.63527
2.94	0.63265
2.96	0.63007
2.98	0.62752
3.00	0.62500
3.02	0.62252
3.04	0.62007
3.06	0.61765
3.08	0.61526
3.10	0.61290
3.12	0.61058
3.14	0.60828
3.16	0.60601
3.18	0.60377
3.20	0.60156
3.22	0.59938
3.24	0.59722
3.26	0.59509
3.28	0.59299
3.30	0.59091
3.32	0.58886
3.34	0.58683
3.36	0.58482
3.38	0.58284
3.40	0.58088
3.42	0.57895
3.44	0.57703
3.46	0.57514
3.48	0.57328
3.50	0.57143
3.52	0.56960
3.54	0.56780
3.56	0.56601
3.58	0.56425
3.60	0.56250

3.62	0.56077
3.64	0.55907
3.66	0.55738
3.68	0.55571
3.70	0.55405
3.72	0.55242
3.74	0.55080
3.76	0.54920
3.78	0.54762
3.80	0.54605
3.82	0.54450
3.84	0.54297
3.86	0.54145
3.88	0.53995
3.90	0.53846
3.92	0.53699
3.94	0.53553
3.96	0.53409
3.98	0.53266
4.00	0.53125
4.02	0.52861
4.04	0.52599
4.06	0.52340
4.08	0.52083
4.10	0.51829
4.12	0.51578
4.14	0.51329
4.16	0.51082
4.18	0.50837
4.20	0.50595
4.22	0.50355
4.24	0.50118
4.26	0.49883
4.28	0.49650
4.30	0.49419
4.32	0.49190
4.34	0.48963
4.36	0.48739
4.38	0.48516
4.40	0.48295
4.42	0.48077
4.44	0.47860
4.46	0.47646
4.48	0.47433
4.50	0.47222
4.52	0.47013
4.54	0.46806
4.56	0.46601

4.58	0.46397
4.60	0.46196
4.62	0.45996
4.64	0.45797
4.66	0.45601
4.68	0.45406
4.70	0.45213
4.72	0.45021
4.74	0.44831
4.76	0.44643
4.78	0.44456
4.80	0.44271
4.82	0.44087
4.84	0.43905
4.86	0.43724
4.88	0.43545
4.90	0.43367
4.92	0.43191
4.94	0.43016
4.96	0.42843
4.98	0.42671
5.00	0.42500





معرفی طیف به نرم افزار

گام دوم) محاسبه تغییر مکان هدف

رابطه محاسبه تغییر مکان هدف طبق نشریه ۳۶۰ بصورت زیر می‌باشد:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

محاسبه ضریب C_0: ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سستم چند درجه آزادی که مقدار تقریبی آن از جدول زیر قابل محاسبه می‌باشد:

جدول (۳-۲): مقدار ضریب C_0

سایر ساختمان‌ها	ساختمان‌های برشی *		تعداد طبقات ساختمان
هر نوع توزیع بار	توزیع بار یکنواخت	توزیع نوع اول مطابق بند (۳-۱-۳-۳-۳)	
۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱
۱/۲	۱/۱۵	۱/۲	۲
۱/۳	۱/۲	۱/۲	۳
۱/۴	۱/۲	۱/۳	۵
۱/۵	۱/۲	۱/۳	۱۰ و بیش‌تر

* منظور از ساختمان برشی، ساختمانی است که در تمام طبقات، تغییرمکان جانبی نسبی کوچک‌تر از طبقه‌ی زیرین باشد.

برای سازه ۶ طبقه برابر است با:

$$C_0 = 1.42$$

محاسبه ضریب C_1: ضریب تصحیح برای اعمال تغییر مکان های غیرارتجاعی.

ضریب C_1 از رابطه‌ی (۳-۱۵) محاسبه می‌شود.

$$T_e \geq T_s \rightarrow C_1 = 1.0$$

$$T_e < T_s \rightarrow C_1 = \frac{\left[1.0 + [R-1]\frac{T_s}{T_e}\right]}{R} \qquad (۱۵-۳)$$

در هر صورت مقدار C_1 نباید کوچک‌تر از ۱ و بزرگ‌تر از مقدار آن براساس بند (۳-۳-۱-۲) اختیار شود. در این رابطه R نسبت مقاومت است که از رابطه‌ی (۳-۱۶) محاسبه می‌شود.

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \qquad (۱۶-۳)$$

در این رابطه S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر T_e است و C_m ضریب جرم موثر در مود اول است که می‌تواند با استفاده از جدول (۳-۱) یا از تحلیل دینامیکی به‌دست آید.

جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

نوع زمین	T_0	T_s	خطر نسبی کم و متوسط		خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	
			S	S_0	S	S_0
I	۰/۱	۰/۴	۱/۵	۱	۱/۵	۱
II	۰/۱	۰/۵	۱/۵	۱	۱/۵	۱
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵	۱/۱
IV	۰/۱۵	۱/۰	۲/۲۵	۱/۳	۱/۷۵	۱/۱

برای خاک نوع دو $T_s = 0.5$

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
		sec				
Modal	1	1.765	0	0.7609	0	0.7609
Modal	2	1.622	0.7641	0	0.7641	0.7609
Modal	3	1.487	0	0	0.7641	0.7609
Modal	4	0.583	0	0.1145	0.7641	0.8754
Modal	5	0.545	0.1131	0	0.8772	0.8754
Modal	6	0.503	0	0	0.8772	0.8754
Modal	7	0.31	0	0.0443	0.8772	0.9197
Modal	8	0.295	0.0434	0	0.9206	0.9197
Modal	9	0.274	0	0	0.9206	0.9197
Modal	10	0.193	0	0.0241	0.9206	0.9438
Modal	11	0.188	0.023	0	0.9436	0.9438
Modal	12	0.175	0	0	0.9436	0.9438
Modal	13	0.138	0	0.0291	0.9436	0.9729
Modal	14	0.136	0.0289	0	0.9726	0.9729
Modal	15	0.128	0	0	0.9726	0.9729
Modal	16	0.109	0	0.0271	0.9726	1
Modal	17	0.109	0.0274	0	1	1
Modal	18	0.102	0	0	1	1

$$T_e = 1.765\ Sec > T_s = 0.5$$

$$C_1 = 1$$

محاسبه ضریب C_2: اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضا سازه ای را بر تغییر مکان ها به دلیل رفتار غیر ارتجاعی آنها منظور می‌کند.

جدول (۳-۳): مقادیر ضریب C_2

سطح عملکرد موردنظر	$T \leq ۰/۱$		$T \geq T_s$	
	قاب نوع یک	قاب نوع دو	قاب نوع یک	قاب نوع دو
قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه	۱/۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰
ایمنی‌جانی	۱/۳	۱/۰	۱/۱	۱/۰
آستانه‌ی فروریزش	۱/۵	۱/۰	۱/۲	۱/۰

دراین جدول قاب‌های نوع یک شامل سیستم‌های سازه‌ای هستند که در آن‌ها بیش از ۳۰٪ بارجانبی توسط اعضایی حمل می‌شود که هنگام زلزله کاهش سختی و مقاومت دارند. قاب‌های خمشی معمولی، قاب‌های مهاربندی‌شده با محورهای متقارب،

قاب‌های با اتصالات نیمه‌صلب، قاب‌های با مهاربندهای لاغر که فقط برای کشش طراحی شده‌اند، دیوارهای بنایی غیرمسلح و دیوارهای غیرشکل‌پذیر در برش از این نوع می‌باشند. سایر سیستم‌های سازه‌ای از نوع دو محسوب می‌شوند. برای مقادیر T بین ۰/۱ و T_s مقدار C_2 با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه می‌شود.

$$C_2 = 1$$

محاسبه ضریب C_3: برای اعمال اثرات $P-\Delta$ با رفتار غیرخطی مصالح، بر تغییر مکان ها می‌باشد.

ضریب C_3 برای سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند ($\alpha > 0$) برابر ۱ و برای سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی منفی هستند ($\alpha < 0$) از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود.

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|[R-1]^{1.5}}{T_e}$$

مقدار C_3 لزومی ندارد بزرگ‌تر از مقادیر داده‌شده در بند (۳-۳-۱-۲) درنظرگرفته شود.

$$C_3 = 1$$

محاسبه S_a:

$$B_1 = (S+1)\frac{T_s}{T} \qquad T > T_s$$

$$B_1 = (1.5+1)\frac{0.5}{1.765} = 0.708$$

$$N = \frac{0.7}{4-T_s}(T-T_s)+1 \qquad T_s < T < 4\ sec$$

$$N = \frac{0.7}{4-0.5}(1.765-0.5)+1 = 1.253$$

$$B = B_1 N = 0.708 \times 1.253 = 0.887$$

$$S_a = ABI = 0.3 \times 0.887 \times 1 = 0.266$$

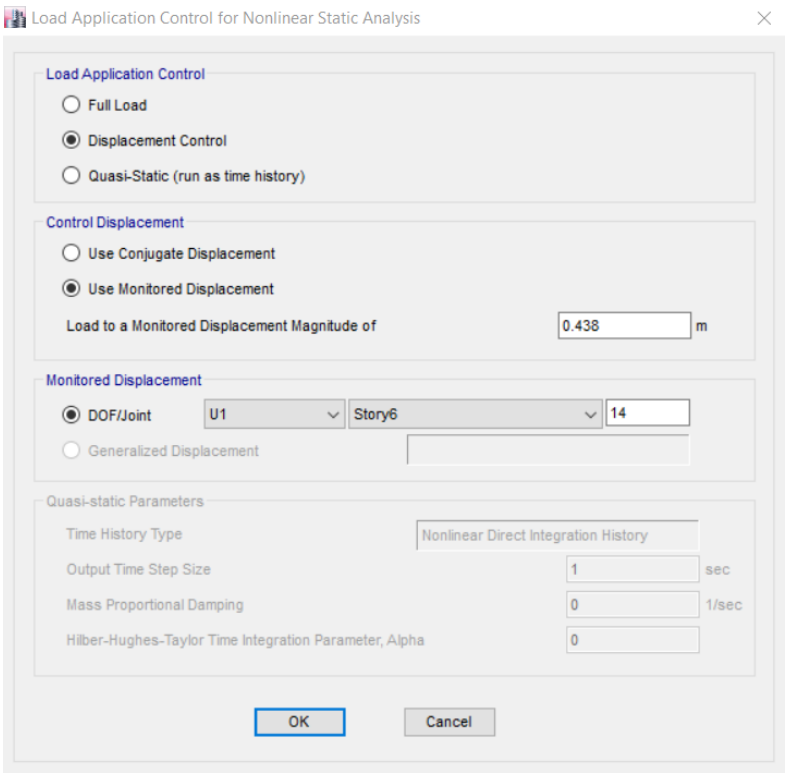
محاسبه تغییر مکان هدف:

$$\delta_t = 1.42 \times 1 \times 1 \times 1 \times 0.266 \times \frac{1.765^2}{4\pi^2} \times 9.81 = 0.292\ m = 29.2\ cm$$

$$\delta_t = 29.2\ cm$$

مطابق آئین نامه بایستی مقادیر تغییر مکان هدف در مقدار ۱/۵ ضرب شوند تا رفتار اعضا لرزه‌بر پس از رسیدن به مقادیر تغییر مکان هدف پیش بینی گردد.

$$1.5\delta_t = 1.5 \times 29.2 = 43.8\ cm$$

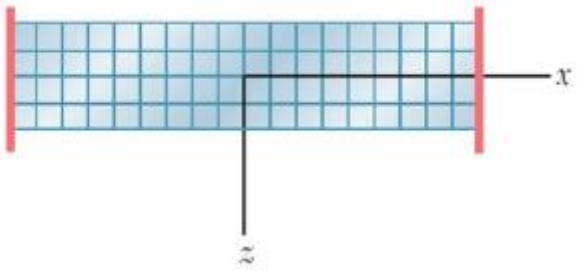


وارد نمودن تغییرمکان هدف در نرم افزار

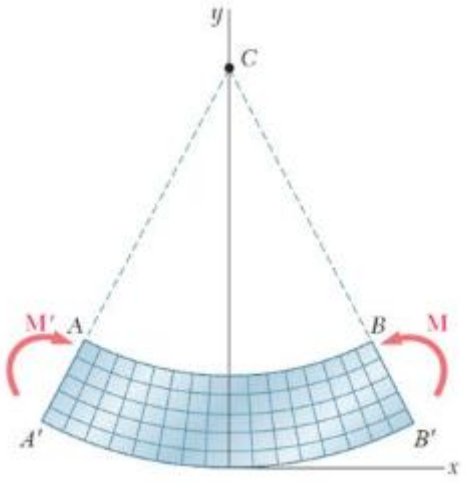
گام سوم) اختصاص رفتار غیر خطی اعضا (تعریف و اختصاص مفاصل پلاستیک)

مفهوم مفصل پلاستیک

تیر نشان داده شده در شکل را نظر بگیرید که بُعد طولی آن را با استفاده از خطوط مستقیم عمود بر هم شبکه بندی کرده‌ایم. طبق اصل برنولی، زمانی که عضوی تحت اثر خمش خالص قرار می‌گیرد، زوایای بین این خطوط بعد از تغییر شکل های خمشی و ایجاد انحناء در مقطع، عمود بر یکدیگر باقی خواهند ماند (به شکل ۳۲ نگاه کنید)



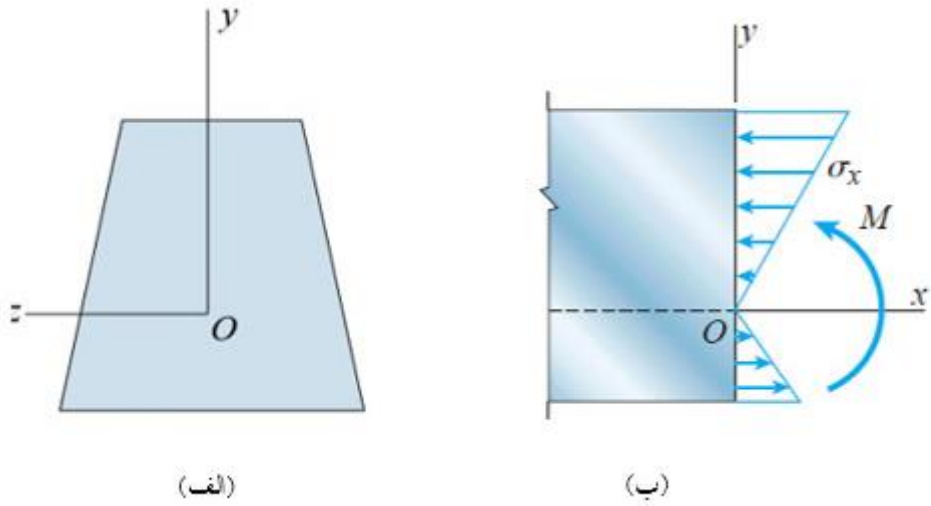
تیر با بعد طولی تقسیم شده توسط خطوط عمود بر هم



تیر تحت خمش خالص و وضعیت تارهای مقطع بعد از تغییر شکل‌های خمشی

این رفتار، نشان دهنده ی خطی بودن کرنش ها در مقطع می باشد. حتی اگر مقطع، رفتاری پلاستیک از خود نشان دهد و رفتار مصالح غیرخطی باشد، اصل برنولی تا لحظه ی گسیختگی کامل مقطع نیز صادق خواهد بود.

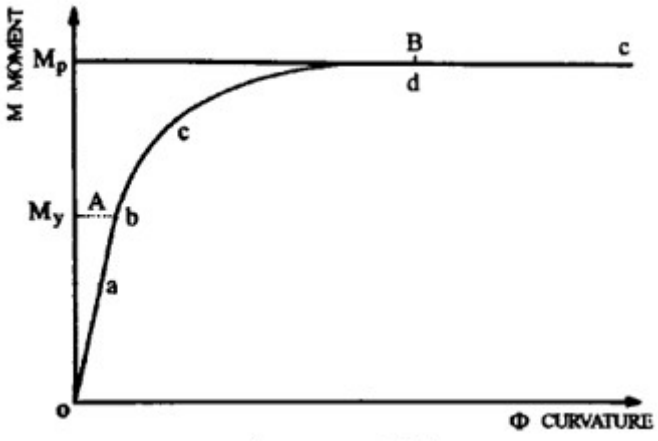
علاوه بر این، از مقاومت مصالح می دانیم که توزیع تنش های ناشی از خمش در یک مقطع، مستقل از جنس مصالح بوده و در تارهای دور از محور خنثی مقطع، شاهد بیشترین مقدار تنش خواهیم بود و در مقابل، در نواحی نزدیک تار خنثی، مقادیر تنش ها بسیار کمتر خواهند بود (شکل ۳۴-ب). همان طور که می دانیم، مقادیر تنش در هر تار عرضی مقطع، از رابطه (۱) قابل‌محاسبه است:



$$\sigma_x = -\frac{My}{I} \qquad (1)$$

مقطع قرار گرفته تحت خمش خالص و چگونگی توزیع تنش

در رابطه‌ی (۱)، مقدار لنگر خمشی اعمالی (M) و ممان اینرسی مقطع (I)، معلوم و مشخص است و مقادیر تنش، تنها به فاصله محور مورد نظر از تار خنثی مقطع، یعنی(Y) وابسته است. زمانی که تنش در هر تار مقطع، کوچک تر از مقدار تنش تسلیم مصالح باشد، مقطع به صورت الاستیک رفتار می‌کند.



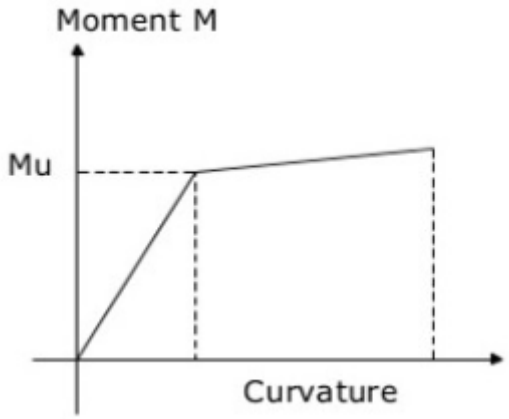
منحنی لنگر انحنا

ساده‌سازی منحنی لنگر-انحناء بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰

بر اساس بند ۲-۲ پیوست دوم از ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، می‌توان دو حالت برای تبدیل منحنی لنگر-انحناء به صورت خطی در نظر گرفت:

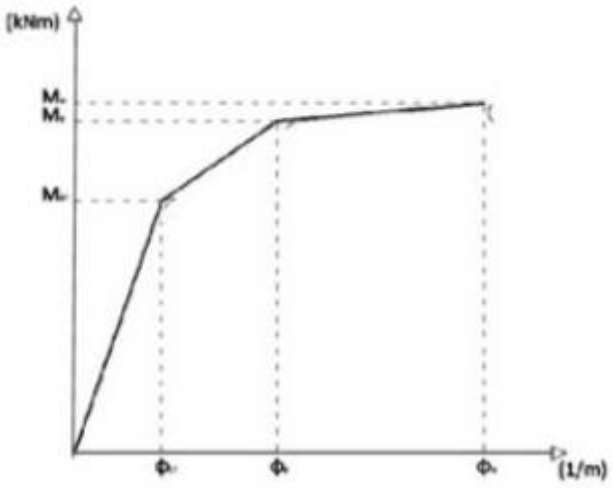
رویکرد اول بدین شکل است که نمودار لنگر-انحناء می‌تواند به صورت دو خط در نظر گرفته شود که خط اول بیانگر ناحیه رفتار الاستیک مقطع و خط دوم که دارای سختی و به دنبال آن شیب کمتر می‌باشد، مربوط به رفتار پلاستیک مقطع است. نمونه‌ای از منحنی دوخطی لنگر-انحناء را در شکل(۳۸) مشاهده می‌کنید:

قابل ذکر است که می‌توان با صرف نظر از قابلیت سخت شدگی مجدد فولاد، قسمت دوم منحنی را با شیب صفر (به صورت افقی) در نظر گرفت.



منحنی لنگر-انحنا ساده شده بصورت دو خطی

در رویکرد دوم، نمودار لنگر-انحناء به صورت یک منحنی سه خطی معادل سازی می‌شود. مزیت این حالت نسبت به منحنی دوخطی، دقت بالاتر و بهتر نشان دادن مراحل مختلف کاهش سختی عضو، تحت خمش می‌باشد. نمونه ای از منحنی لنگر-انحناء را که به صورت سه خطی نرمال شده است، نشان می‌دهد.



منحنی لنگر-انحنا ساده شده بصورت سه خطی

مفصل پلاستیک در سازه‌های بتنی

با توجه به طراحی سازه های بتنی و وجود آرماتور در آنها برای جبران ضعف بتن در برابر نیرو های کششی، باعث ناهمگنی مقاطع ساخته شده از بتن مسلح می‌شود که این مورد، یکی از بارزترین وجوه تمایز مقاطع بتن مسلح و فولادی است؛ چرا که مقاطع فولادی، عموماً از نظر مصالح تشکیل دهنده، دارای خاصیت همگنی (هموژن) می باشند. رفتار آرماتورها در بتن مسلح، به طور ویژه ای در رفتار کلی این نوع از مقاطع تأثیر می گذارد. از این رو، در این مقاله، چگونگی تشکیل مفاصل پلاستیک و بررسی آن در اعضای بتن مسلح و اعضای فولادی به طور جداگانه مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

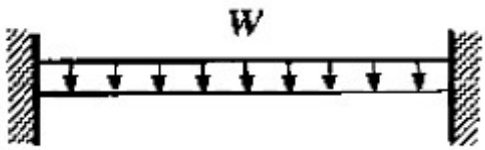
در اعضای خمشی بتن آرمه، زمانی که لنگر خمشی در یک نقطه از تیر به حد ظرفیت خمشی مقطع می‌رسد، تسلیم میلگرد های خمشی مقطع اتفاق می‌افتد. از این زمان به بعد این نقاط، مانند یک مفصل با خصوصیات توضیح داده شده در ابتدای مقاله عمل کرده و در ازای دوران بیشتر، لنگرهای مضاعف بر ظرفیت خود را به مقاطعی که تحت تنش‌های کمتری قرار دارند، انتقال می‌دهد.

تیر دوسر گیردار شکل(۴۰) که تحت اثر بار گسترده خطی قرار گرفته است، در نظر بگیرید. می‌دانیم که تحت این شرایط، نقاط دو انتهای تیر، بیشترین لنگر خمشی را تجربه می‌کنند. حال اگر این نقاط، دارای مقاومت خمشی کمتری باشند، طوریکه ابتدا آرماتور های این دو مقطع از تیر (دو سر تیر) جاری شوند و به دنبال آن مفاصل پلاستیک، در این مقاطع تشکیل می‌شوند و سپس، فرآیند بازتوزیع لنگرها توسط مفاصل پلاستیک تشکیل شده، آغاز می‌گردد.

ممکن است با خواندن جمله پیشین این سوال برایتان پیش آمده باشد که منظور از مکانیزم شدن عضو چیست؟ برای پاسخ به این سوال بهتر است با اصطلاح «مکانیزم» یا «مکانیسم» بیشتر آشنا شویم. این لغت واژه ای فرانسوی است که ساده ترین و در عین حال، کاربردی ترین معادل فارسی آن به خصوص در زمینه ی علوم مهندسی، « طرز کار یا توصیف عملکرد یک دستگاه یا سیستم» می‌باشد. به طور مثال اگر بخواهیم مکانیزم «برف‌پاک‌کن» یک خودرو را تشریح کنیم، می‌توانیم بگوییم؛ برف‌پاک‌کن خودرو، قطاعی با زاویه ی مشخص از دایره را با یک سرعت ثابت و در زمان مشخصی طی کرده و سپس به موقعیت اولیه خود باز می‌گردد و در صورت نیاز این عمل تکرار می شود. حال که با مفهوم لغوی مکانیزم آشنایی پیدا کرده‌ایم، در ادامه می توانیم

درک بهتری را نسبت به تبدیل یک عضوسازه‌ای (به طور مثال یک تیر) به مکانیزم پیدا کنیم. مفاصل پلاستیک در یک عضو، دائما نیروهای بزرگتر از ظرفیت پلاستیک خودِ مقطع را به مقاطع دیگری از همان عضو انتقال می‌دهند تا زمانی که سومین مفصل پلاستیک نیز در عضو تشکیل شود. در این شرایط، به دلیل تشکیل سومین مفصل پلاستیک و معین شدن سازه، مکانیزم (عملکرد) رفتاری عضو بگونه‌ای تغییر می‌کند که با افزایش مقدار کمی در نیرو، شاهد جابجایی های بزرگ و ناپایداری در آن خواهیم بود. در مهندسی عمران به این حالت از عضو که عملکرد اولیه آن دچار تغییر جدی می شود، اصطلاحاً مکانیزم شدن عضو اطلاق می شود.

گفتنی است امکان بازتوزیع لنگر در یک عضو بتنی به آرایش میلگردهای تقویتی و شکل پذیری در مقاطع تحت لنگر حداکثر وابسته است. در اشکال(۴۱) تا (۴۳)، مراحل گفته شده تا تبدیل سازه(تیر) به مکانیزم، نشان داده شده است که بطور خلاصه، این مراحل عبارتند از:



تیر تحت بارگذاری گسترده خطی

- تشکیل مفاصل پلاستیک در نزدیک تکیه گاه ها (به دلیل حداکثر بودن لنگر در این نقاط و ضعف مقاومت خمشی)

تشکیل مفاصل پلاستیک در دو انتهای تیر و شروع فرآیند باز توزیع لنگر

بازتوزیع لنگرها توسط مفاصل پلاستیک تشکیل شده و انتقال لنگرها به مقاطع دیگر از عضو

تسلیم شدن میلگردهای سومین مقطع از عضو (در بین دو مفصل پلاستیک قبلی و در حوالی وسط دهانه تیر) و تبدیل سیستم (تیر) به مکانیزم

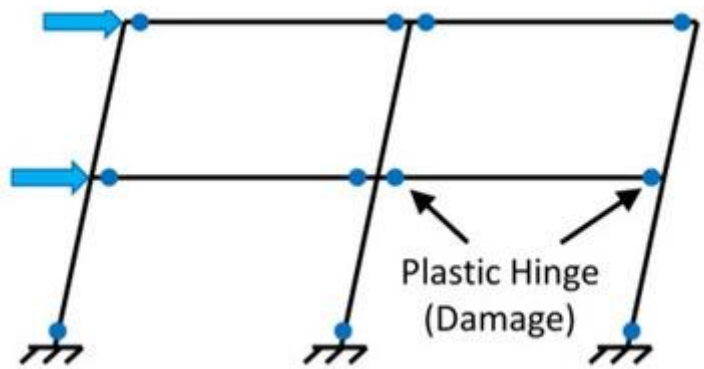
ادامه باز توزیع لنگر و تشکیل سومین مفصل پلاستیک در وسط دهانه و ناپایداری سازه

لازم به ذکر است که اگر بخواهیم مفاصل پلاستیک، ابتدا در دو انتهای یک تیر تشکیل شود، این امر مستلزم آن است که طراحی به گونه ای صورت گیرد که مقاطع دو انتهای عضو، دارای ظرفیت خمشی کمتر و در مقابل، محل پیش‌بینی شده به منظور تشکیل سومین مفصل پلاستیک (معمولاً در وسط دهانه)، دارای ظرفیت خمشی بالاتری باشد.

مفصل پلاستیک در قاب های خمشی

قاب خمشی شکل(۴۴) را که تحت نیروی جانبی قرار گرفته است، در نظر بگیرید. در اثر اعمال بار جانبی، لنگرهای خمشی و نیروهای برشی در تیرها و ستون های سازه ایجاد می‌شود. با افزایش مقدار نیروی اعمالی به سازه و به تبع آن افزایش تنش ها، امکان شکل گیری مفاصل پلاستیک خمشی در تیرها و ستون ها وجود دارد. اما به طور کلی ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضای مختلف سازه‌ای، دارای اهمیت فراوانی می‌باشد به طوریکه مهندسین تلاش می‌کنند سازه‌ها را به گونه‌ای طراحی کنند که مفاصل پلاستیک تحت نیرو های لرزه ای وارده، ابتدا در تیرها و سپس در ستون ها تشکیل شود؛ چرا که ایجاد مفصل پلاستیک در عضو، با خرابی همراه است و در صورتی که مفاصل پلاستیک در ستون ها، قبل از تیرها تشکیل شوند، مقدار خرابی های وارده به سازه بسیار شدیدتر از حالتی خواهد بود که مفاصل پلاستیک قبل از ستون ها، در تیرها شکل بگیرد. از این رو همواره سعی می شود که تیرها نسبت به ستون ها، ضعیف تر طراحی شده به شکلی که فلسفه ی کنترل تیر ضعیف-ستون قوی، که بند ۱۰-۳-۹-۲ از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان به این موضوع اختصاص داده شده است، از همین بحث نشأت گرفته است.علاوه بر اینکه کنترل های محاسباتی و نرم افزاری در تحقق این امر بسیار حائز اهمیت می باشند، اما در مقابل،

ارائه دیتیل های اجرایی، نظارت دقیق بر اجرای سازه ها منطبق بر نظر طراحان، مصالح مورد استفاده و دیگر عوامل در دستیابی به این مهم دخیل می باشند.



قاب خمشی تحت نیروی جانبی و تشکیل مفاصل پلاستیک در ترها و ستون‌ها

رفتار غیرخطی مصالح برای انجام یک تحلیل غیرخطی معمولا به سه روش زیر انجام می گیرد.

۱) روش اجزاء محدود

۲) روش فایبر

۳) روش مفصل پلاستیک

در برنامه ETABS رفتار غیرخطی مصالح از طریق مفصل پلاستیک تعریف می‌شود. مفصل پلاستیک خاصیتی است که با اختصاص آن به عضو امکان تعریف رفتار نیرو تغییر مکانی برای عضو در نقاط مشخص– امکان‌پذیر می‌شود. رفتار مفاصل پلاستیک بر اساس اینکه عضو مورد نظر تغییرشکل کنترل هست یا نیرو کنترل، تعریف می‌گردد. در حالت کلی اگر لحظه شکست عضو بر اساس مقدار تغییر شکل قابل بررسی باشد، عضو تغییر شکل کنترل هست و در حالتی که لحظه شکست عضو بر اساس نیرو مشخص باشد، نیروکنترل گفته می‌شود.