

بسمه تعالی



استان قم

گزارش محاسبات ارزیابی آسیب پذیری و بهسازی لرزه ای سازه

نوع اسکلت	بتنی
کاربری ساختمان	مسکونی
مالک	-
تلفن	-
مهندس	حسین علی نوری
تعداد طبقات	۵
نوع سقف	تیرچه بلوک پلی استایرن
سیستم پی	نواری
سیستم باربر ثقلی	تیر و ستون بتنی
سیستم باربر جانبی	قاب خمشی بتنی در هر دو امتداد
دیوار حائل	ندارد
نوع اتصالات	خمشی
روش تحلیل	استاتیکی غیرخطی (پوش اور)
آئین نامه های مورد استفاده	مبحث ۶ / ۰۸-۳۱۸ / ACI / نشریه FEMA۳۵۶/FEMA۴۴۰/۳۶۰
محل مهر و امضاء دفتر	محل مهر و امضاء مهندس

پیشگفتار:

گزارش حاضر، مربوط به محاسبات ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای سازه ساختمان آقای- می باشد. این سازه قبلا بر اساس دستور تهیه نقشه به صورت ۳ طبقه روی پیلوت طراحی شده بود و اسکلت سازه نیز قبل از محاسبات حاضر تا طبقه سوم اجرا گردیده بود. بررسی ها نشان میداد که سازه موجود برای تحمل بار ۳ طبقه روی پیلوت کافی و حتی تا حدودی در جهت اطمینان می باشد. پس از تغییرات در طرح تفصیلی منطقه احداث بنا مالک متوجه شد که می تواند تا ۴ طبقه روی پیلوت پروانه احداث بنا بگیرد. بر این اساس تصمیم گرفته شد که یک طبقه روی سازه موجود اضافه گردد و در صورت نیاز اسکلت موجود تقویت شود. در گزارش حاضر جزئیات محاسبات ارزیابی آسیب پذیری و بهسازی لرزه ای ساختمان پس از اضافه شدن یک طبقه ارائه شده است. این گزارش براساس نقشه های چون ساخت سازه اولیه، برداشت های میدانی، آزمایشات مقاومت مصالح بکار رفته در آنها می باشد.

با توجه به روش تحلیل مورد استفاده و تطبیق مفاصل غیر خطی نرم افزار ETABS۱۳ با مفاصل غیر خطی تیر و ستون بتنی مسلح نشریه ۳۶۰، فایل مدل سازه حتما با ETABS۱۳ نه ورژن بالاتر و نه ورژن پایین تر بررسی شود.

فهرست	مطالعات ارزیابی آسیب پذیری و بهسازی لرزه ای سازه	دی ماه ۹۴
-------	--	-----------

فهرست مندرجات

چکیده.....	۱
۱-ارزیابی کمی آسیب پذیری لرزه ای سازه.....	۲
۱-۱- روش ارزیابی آسیب پذیری و بهسازی لرزه ای سازه.....	۲
۲-۱- معرفی وضعیت موجود سازه.....	۲
۱-۲-۱- مشخصات ساختمان و مصالح.....	۳
۲-۲-۱- مشخصات سازه ای ساختمان.....	۳
۳-۲-۱- درز انقطاع.....	۳
۴-۲-۱- پوشش سقف طبقات.....	۳
۵-۲-۱- طبقه بندی زمین ساختگاه.....	۳
۳-۱- سطح خطر و هدف بهسازی.....	۳
۴-۱- فرضیات پایه.....	۴
۵-۱- تعیین اعضای اصلی و غیر اصلی.....	۵
۶-۱- مدلسازی ریاضی.....	۵
۷-۱- انتخاب روش تحلیل.....	۶
۸-۱- کنترل منظمی یا نامنظمی ساختمان.....	۶
۹-۱- بارگذاری.....	۱۱
۱-۹-۱- بارهای ثقلی.....	۱۱
۲-۹-۱- بارگذاری زلزله استاتیکی معادل.....	۱۲
۱۰-۱- اثرات تحلیل مرتبه دوم.....	۱۲
۱۱-۱- مشخصات مفاصل خمیری.....	۱۳
۱۲-۱- ترکیبات بارگذاری.....	۱۴
۱۳-۱- کنترل روسازه به روش تحلیل استاتیکی غیرخطی.....	۱۶
۱۴-۱- کنترل هسته اتصال تیر به ستون.....	۲۳
۱۵-۱- کنترل شالوده.....	۲۴
۱-۱۵-۱- کنترل واژگونی.....	۲۴
۲-۱۵-۱- کنترل فشار خاک زیر شالوده.....	۲۵
۳-۱۵-۱- کنترل خمشی شالوده.....	۲۶
۴-۱۵-۱- کنترل برش پانچ در شالوده.....	۲۷

فهرست اشکال

- شکل ۱ - مدل ریاضی روسازه ساختمان..... ۵
- شکل ۲ - طیف بازتاب برای زمین نوع III طبق استاندارد ۲۸۰۰-۹۳..... ۱۲
- شکل ۳ - مشخصات مفصل خمیری M^3 در تیر $A-B$, ۴ در طبقه ST^2 ۱۳
- شکل ۴ - مشخصات مفصل خمیری M^3-M^2-P در ستون ۱-A در طبقه ST^2 ۱۴
- شکل ۵ - منحنی برش پایه- تغییر مکان بام ترکیب بار D^1 ۱۶
- شکل ۶ - منحنی برش پایه- تغییر مکان بام ترکیب بار D^2 ۱۷
- شکل ۷ - منحنی برش پایه- تغییر مکان بام ترکیب بار D^3 ۱۷
- شکل ۸ - منحنی برش پایه- تغییر مکان بام ترکیب بار D^4 ۱۸
- شکل ۹ - منحنی برش پایه- تغییر مکان بام ترکیب بار D^5 ۱۸
- شکل ۱۰ - منحنی برش پایه- تغییر مکان بام ترکیب بار D^6 ۱۹
- شکل ۱۱ - منحنی برش پایه- تغییر مکان بام ترکیب بار D^7 ۱۹
- شکل ۱۲ - منحنی برش پایه- تغییر مکان بام ترکیب بار D^8 ۲۰
- شکل ۱۳ - وضعیت مفاصل غیرخطی در محل تغییر مکان هدف قاب ۲ تحت ترکیب بار D^1 ۲۰
- شکل ۱۴ - وضعیت مفاصل غیرخطی در محل تغییر مکان هدف قاب ۲ تحت ترکیب بار D^2 ۲۱
- شکل ۱۵ - وضعیت مفاصل غیرخطی در محل تغییر مکان هدف قاب ۲ تحت ترکیب بار D^3 ۲۱
- شکل ۱۶ - وضعیت مفاصل غیرخطی در محل تغییر مکان هدف قاب ۲ تحت ترکیب بار D^4 ۲۱
- شکل ۱۷ - وضعیت مفاصل غیرخطی در محل تغییر مکان هدف قاب ۲ تحت ترکیب بار D^5 ۲۲
- شکل ۱۸ - وضعیت مفاصل غیرخطی در محل تغییر مکان هدف قاب ۲ تحت ترکیب بار D^6 ۲۲
- شکل ۱۹ - وضعیت مفاصل غیرخطی در محل تغییر مکان هدف قاب ۲ تحت ترکیب بار D^7 ۲۲
- شکل ۲۰ - وضعیت مفاصل غیرخطی در محل تغییر مکان هدف قاب ۲ تحت ترکیب بار D^8 ۲۳
- شکل ۲۱ - کنترل فشار خاک در شالوده به Z ازای به ازای پوش ترکیبات بار نیرو کنترل..... ۲۶
- شکل ۲۲ - میلگردهای خمشی فوقانی مورد نیاز علاوه بر میلگردهای سراسری $\phi 20@12.5\text{cm}$ ۲۷
- شکل ۲۳ - میلگردهای خمشی تحتانی مورد نیاز علاوه بر میلگردهای سراسری $\phi 20@12.5\text{cm}$ ۲۷

فهرست	مطالعات ارزیابی آسیب پذیری و بهسازی لرزه ای سازه	دی ماه ۹۴
-------	--	-----------

فهرست جداول

جدول ۱- مشخصات فنی عمومی ساختمان.....	۲
جدول ۲- مقایسه مقادیر حداکثر با مقادیر متوسط تغییر مکان جانبی نسبی.....	۷
جدول ۳- مقایسه جرم طبقات متوالی.....	۹
جدول ۴- خلاصه بارگذاری ثقلی انجام شده در مطالعات ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای.....	۱۱
جدول ۵- بارگذاری زلزله استاتیکی خطی معادل.....	۱۲
جدول ۶- ترکیبات بارگذاری در تحلیل استاتیکی خطی.....	۱۴
جدول ۷- ترکیبات بارگذاری در تحلیل استاتیکی غیرخطی.....	۱۵
جدول ۸- محاسبه تغییر مکان هدف به ازای ترکیبات بار استاتیکی غیرخطی در سطح خطر (۱).....	۱۶
جدول ۹ - محاسبه لنگر واژگونی طبقات.....	۲۵

دی ماه ۹۴	مطالعات ارزیابی آسیب پذیری و بهسازی لرزه ای سازه	مکیده
-----------	--	-------

چکیده:

بررسی و مطالعات انجام شده نشان می دهد که سازه موجود در هر دو امتداد از نوع قابهای خمشی بتنی به عنوان سیستم باربر ثقلی و جانبی می باشد. سقف طبقات از نوع تیرچه بلوک است. مطالعات ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای انجام شده در مرحله اول پروژه و هدف بهسازی لرزه ای تعیین شده (مبنا)، نشان میدهد که سازه اجرا شده به صورت ۵ طبقه طبق نقشه های سازه پیوست این دفترچه، در برابر بارهای وارده برای سطح عملکرد ایمنی جانی در سطح خطر (۱) دارای کفایت لازم می باشد. مرجع اصلی ارزیابی نشریه شماره ۳۶۰ سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور است. سایر منابع و مراجع در فصل سوم ارائه شده اند.

در این مرحله از مطالعات، جزئیات اجرایی طرح منتخب بر اساس مراجع مذکور تدقیق و بهینه شده و گزارش مطالعات بصورت کامل و تفصیلی ارائه گردیده است.

۱- ارزیابی کمی آسیب پذیری لرزه ای سازه

۱-۱- روش ارزیابی آسیب پذیری و بهسازی لرزه ای سازه

برای ارزیابی آسیب پذیری سازه براساس دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود (نشریه شماره ۳۶۰) عمل شده است.

۱-۲- معرفی وضعیت موجود سازه

در این بند به معرفی وضعیت موجود ساختمان به لحاظ مسائل سازه ای و مشخصات عمومی ساختمان پرداخته شده است.

جدول ۱- مشخصات فنی عمومی ساختمان

موقعیت مکانی	شهر قم - استان قم
سیستم باربر ثقلی	قابهای خمشی بتنی مسلح
نوع دیوار	بلوک های مجوف
تعداد طبقات	۵ طبقه
کاربری	مسکونی
سیستم سقف	تیرچه بلوک
سیستم باربر جانبی	قابهای خمشی بتنی مسلح
ابعاد پلان سازه	مستطیل ۱۸×۶
ارتفاع طبقات	ارتفاع طبقه همکف ۳/۶۳ متر، ارتفاع سایر طبقات ۳/۴۲ متر و خرپشته ۳/۲۰ متر
زیر بنا	۵۱۴/۴۲ متر مربع
نوع پی	نواری

فصل اول	مطالعات ارزیابی آسیب پذیری و بهسازی لرزه ای سازه	دی ماه ۹۴
---------	--	-----------

شرایط ساختگاه	خاک نوع III (گزارش ژئو تکنیک)
---------------	--------------------------------

۱-۲-۱- مشخصات ساختمان و مصالح

سازه ساختمان دارای پنج طبقه از نوع اسکلت بتن مسلح است. ارتفاع تراز روی شالوده برابر ۰/۳۰- متر است. سقف پیلوت در تراز ۳/۳۳ متر می باشد. سقف طبقه اول تا خرپشته به ترتیب در ترازهای ۳/۳۳، ۶/۷۵، ۱۰/۱۷، ۱۳/۵۹، ۱۷/۰۱ و ۲۰/۲۱ متر می باشند. ساختمان دارای شکل مستطیلی است که طول آن ۱۸ متر و عرض آن ۶ متر میباشد.

۲-۲-۱- مشخصات سازه ای ساختمان

سیستم باربر ثقلی و جانبی ساختمان قاب های خمشی بتنی مسلح در هر دو امتداد اصلی است. نوع سقف در تمامی طبقات تیرچه بلوک است. میانقابهای موجود در وجوه خارجی ساختمان از نوع تیغه های بلوک مجوف به ضخامت ۱۵ سانتیمتر و تیغه های داخلی بلوکهای مجوف ۱۰ سانتیمتری میباشد. جزئیات ابعاد مقاطع تیرها و ستونها و نحوه آرایش میلگردها و جزئیات پی در نقشه های سازه ارائه شده است.

۳-۲-۱- درز انقطاع

با توجه به رعایت درز انقطاع در مجاورت سازه ساختمان به اندازه نصف یک صدم ارتفاع، درز انقطاع در اطراف سازه و در مجاورت ساختمانهای اطراف اجرا شده است. در خود سازه درز انقطاع وجود ندارد.

۴-۲-۱- پوشش سقف طبقات

دیافراگمها که معمولا تحمل کننده بارهای ثقلی در ساختمانها هستند، در هنگام وقوع زلزله وظیفه انتقال نیروهای ایجاد شده در کفها را به عناصر قائم باربر جانبی بر عهده دارند. این دیافراگم ها باید در برابر تغییر شکلهای افقی که در میان صفحه آنها ایجاد می شود، مقاومت و سختی کافی را دارا باشند. پوشش سقفهای ساختمان در کلیه طبقات از نوع تیرچه بلوک است. ضخامت بتن سقف سازه حداقل برابر با ۵ سانتیمتر می باشد.

۵-۲-۱- طبقه بندی زمین ساختگاه

بر اساس نتایج گزارش ژئوتکنیک محل پروژه، نوع زمین محل احداث ساختمان در رده III طبق آیین نامه ۲۸۰۰ ایران قرار دارد.

۳-۱- سطح خطر و هدف بهسازی

بر اساس پیشنهاد جدول پ-الف نشریه ۳۶۰، هدف بهسازی مبنا برای این ساختمان مسکونی در نظر گرفته شده است. لذا بر اساس بند ۴-۱ از نشریه ۳۶۰، این ساختمان باید در سطح خطر ۱ (دوره

بازگشت ۴۷۵ سال) ایمنی جانی ساکنین را تامین نماید.

۴-۱- فرضیات پایه

با توجه به نتایج مطالعات میدانی که در مطالعات ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای انجام پذیرفته، فرضیات زیر برای ساخت مدل و انجام تحلیل های لازم در ساختمان مذکور بکار رفته است.

➤ نتایج نمونه های بتنی اخذ شده از سقف و پی، همگی حاکی از آن است که مقاومت فشاری نمونه های بتنی استوانه ای استاندارد ۲۸ روزه همگی بالای 280 kg/cm^2 است. در محاسبات بهسازی لرزه ای در جهت اطمینان مقاومت کرانه پایین بتنهای موجود و جدید همگی برابر با مقاومت اسمی و برابر با 250 kg/cm^2 فرض شده است.

➤ با توجه به مطالعات ژئو تکنیک انجام شده، ضریب عکس العمل بستر خاک برای پی نواری موجود برابر با $K_s = 1.2 \text{ kg/cm}^3$ ، تنش مجاز فشاری خاک برای سیستم پی نواری برابر با $q_a = 2.2 \text{ kg/cm}^2$ لحاظ شده است.

➤ با توجه به مطالعات ژئو تکنیک انجام شده، در جهت اطمینان در محاسبات ارزیابی آسیب پذیری و بهسازی لرزه ای ساختمان زمین نوع III فرض شده است.

➤ بر اساس نتایج آزمایش کشش میلگرد انجام شده، آرماتورهای مصرفی در اجزاء بتن مسلح موجود از نوع AIII با مقاومت جاری شدن بیش از $F_y = 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ میباشد. امدار مطالعات از مقاومت اسمی میلگرد AIII برابر با $F_y = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ استفاده شده است.

➤ آرماتورهای مصرفی در اجزاء بتن مسلح چنانچه نمره ۱۴ و بالاتر باشد از نوع AIII با مقاومت جاری شدن $F_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ و چنانچه نمره ۱۲ و پائین تر باشد، از نوع AII با مقاومت جاری شدن $F_y = 3400 \text{ kg/cm}^2$ در نظر گرفته شده است. بر این اساس مقاومت کرانه پایین میلگردهای فولادی موجود و جدید برابر با مقاومت اسمی و $F_y = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ فرض شده اند.

➤ ضخامت بتن پوشش در پی نواری موجود برابر با ۷ سانتیمتر در نظر گرفته شده است.

➤ ضریب پواسون مصالح بتنی برابر ۰/۱۵ و مصالح فولادی برابر ۰/۳ می باشد.

➤ مدول الاستیسیته بتن $E_c = (3300\sqrt{25} + 6900) \left(\frac{24}{23} \right)^{1.5} \text{ Mpa} = 250000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ و مدول الاستیسیته فولاد $E_s = 2 \times 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ میباشد.

➤ برای کنترل کفایت اعضاء بتن مسلح از آیین نامه ۲۰۰۸-۳۱۸ ACI استفاده شده است.

➤ محاسبه وزن طبقات ساختمان (طبق آئین نامه ۹۳-۲۸۰۰) بر اساس بار مرده و ۲۰ درصد بار زنده انجام پذیرفته است.

➤ با توجه به اطلاعات جمع آوری شده، ضریب آگاهی این ساختمان برابر با واحد می باشد.

➤ برای ارزیابی روسازه از تحلیل استاتیکی غیرخطی و برای تحلیل پی از تحلیل استاتیکی معادل استفاده شده است.

➤ در محاسبات سقف تیرچه بلوک بصورت صلب در نظر گرفته شده است.

۵-۱- تعیین اعضای اصلی و غیر اصلی

در محاسبات، سقف تیرچه بلوک، شالوده، تیرها و ستونهای بتنی به عنوان سیستم اصلی و سایر المانها به عنوان اعضای غیراصلی منظور شده اند.

۶-۱- مدلسازی ریاضی

با توجه به نقشه ها و اطلاعات برداشت شده، مدل ریاضی سازه این سازه با استفاده از نرم افزار Etabs13.1.1 با استفاده از المانهای تیر، ستون و پوسته ساخته شده است. در مدل ریاضی جرم اجزای سازه ای به صورت خودکار توسط نرم افزار محاسبه می شود. سایر اجرام از جمله بار مرده و زنده سقف و بار دیوارها به صورت دستی در مدل اعمال شده است. سختی درون صفحه ای دیافراگم سقف تیرچه بلوک با توجه به سختی میان صفحه ای دال بتن مسلح ۵ سانتیمتری آن بصورت صلب مدل شده است.



شکل ۱ - مدل ریاضی روسازه ساختمان

۷-۱- انتخاب روش تحلیل

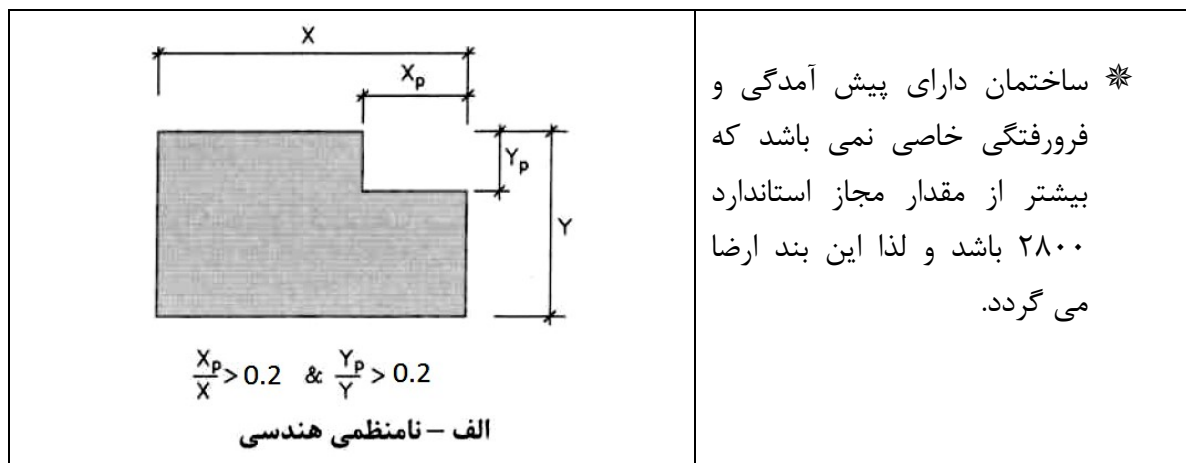
طبق بند ۳-۳-۳ نشریه ۳۶۰، به منظور بررسی رفتار لرزه ای تیرها، ستونهای قابهای خمشی بتن مسلح از تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده شده است. بر این اساس مفاصل خمشی - محوری برای ستونها و مفاصل خمشی برای تیرهای بتن مسلح به ترتیب طبق جداول فصل ششم نشریه ۳۶۰ و تعریف و اختصاص داده شده است. در تحلیل پوش اور مرکز جرم بام به عنوان نقطه کنترل تغییر مکان فرض شده است. طبق بند ۳-۴-۳-۱-۳ نشریه ۳۶۰ با توجه به اینکه سازه ۴ طبقه اولیه بر اساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده است، توزیع بار جانبی به صورت نوع اول بر روی سازه اعمال گردیده است. توزیع نوع اول متناسب با شکل مود اول ارتعاش در امتداد مورد نظر (Mode ۱) میباشد. طبق بند ۲-۳-۲ نشریه ۳۶۰، در تحلیل استاتیکی غیرخطی باید توجه نمود، هنگامی که برش حاصل از تحلیل دینامیکی خطی در طبقه ای با در نظر گرفتن ۹۰٪ جرم موثر، ۳۰٪ بیشتر از برش حاصل از مود اول باشد، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی باید همراه با روش تحلیل دینامیکی خطی به کار گرفته شود که در مورد این ساختمان مورد ندارد. برای کنترل شالوده از تحلیل استاتیکی خطی استفاده شده است.

۸-۱- کنترل منظمی یا نامنظمی ساختمان

در این قسمت بر اساس ضوابط بند ۷-۱-۱ استاندارد ۲۸۰۰-۹۳ منظمی یا نامنظمی ساختمان در پلان و ارتفاع مورد ارزیابی قرار گرفته است. در هر مورد شکل شماتیک استاندارد ۲۸۰۰-۹۳ ارائه شده است؛

• نا منظمی در پلان

الف- نامنظمی هندسی : در مواردی که پس رفتگی همزمان در دو جهت در یکی از گوشه های ساختمان بیشتر از ۲۰ درصد طول پلان در آن جهت باشد.



ب- نامنظمی پیچشی : در مواردی که حداکثر تغییر مکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن $A_j=1$ بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییر مکان نسبی در

دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. در این موارد نامنظمی "زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی "شدید" پیشگی توصیف می شود. این نوع نامنظمی در مورد دیافراگمهای صلب و نیمه صلب کاربرد دارد.

ب- نامنظمی پیشگی

✱ با توجه به جدول زیر ملاحظه میشود در ساختمان با توجه به تعریف اعضای اصلی، سازه در امتداد X دچار نامنظمی پیشگی زیاد می باشد. ولی در امتداد Y دچار نامنظمی نیست.

جدول ۲- مقایسه مقادیر حداکثر با مقادیر متوسط تغییر مکان جانبی نسبی

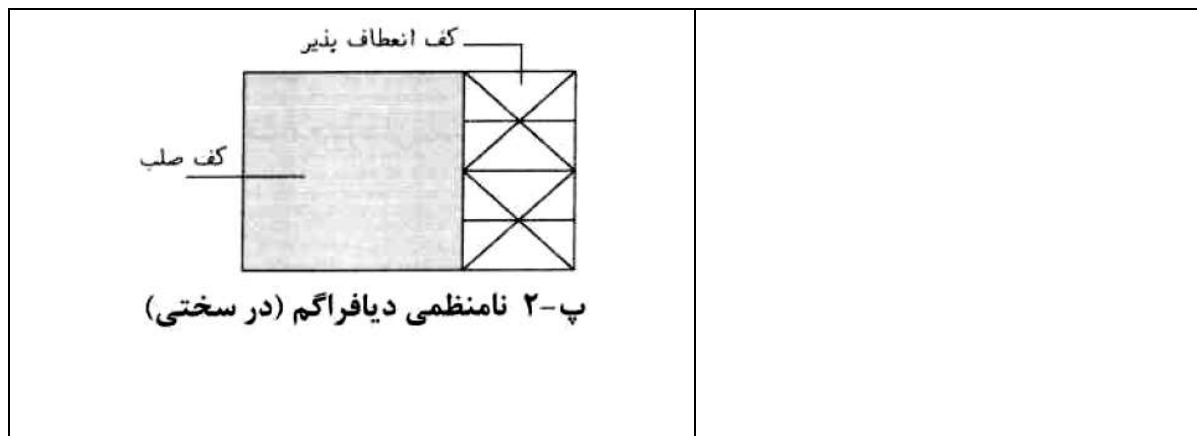
Story	H	Max disp.X (cm)	Mindisp.X (cm)	Max/Ave Xdir.	Max disp.Y (cm)	Mindisp.Y (cm)	Max/Ave Ydir.
۵	۳۴۲	۶۷,۱۹	۴۴,۳۵	۱,۲۰	۴۴,۹۱	۴۲,۷۴	۱,۰۲
۴	۳۴۲	۵۶,۴۹	۲۹,۳۱	۱,۳۲	۳۷,۵۰	۳۵,۷۳	۱,۰۲
۳	۳۴۲	۴۱,۲۷	۲۱,۴۸	۱,۳۲	۲۷,۸۷	۲۶,۵۶	۱,۰۲
۲	۳۴۲	۲۵,۶۲	۱۳,۳۸	۱,۳۱	۱۷,۱۳	۱۶,۳۲	۱,۰۲
۱	۳۶۳	۱۰,۷۴	۵,۷۰	۱,۳۱	۶,۶۴	۶,۳۱	۱,۰۳

ج- نامنظمی در دیافراگم : در مواردی که تغییر ناگهانی در مساحت دیافراگم، به میزان مجموع سطوح بازشوی بیش از ۵۰ درصد سطح طبقه و یا تغییر ناگهانی در سختی دیافراگم، به میزان بیش از ۵۰ درصد سختی طبقات مجاور وجود داشته باشد.

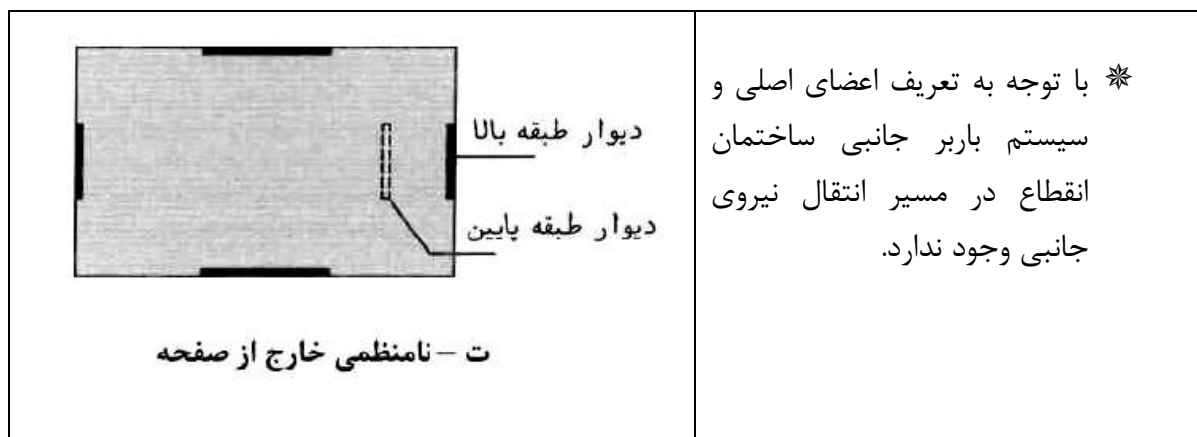
A > 0.5 XY

پ-۱ نامنظمی دیافراگم (درمساحت)

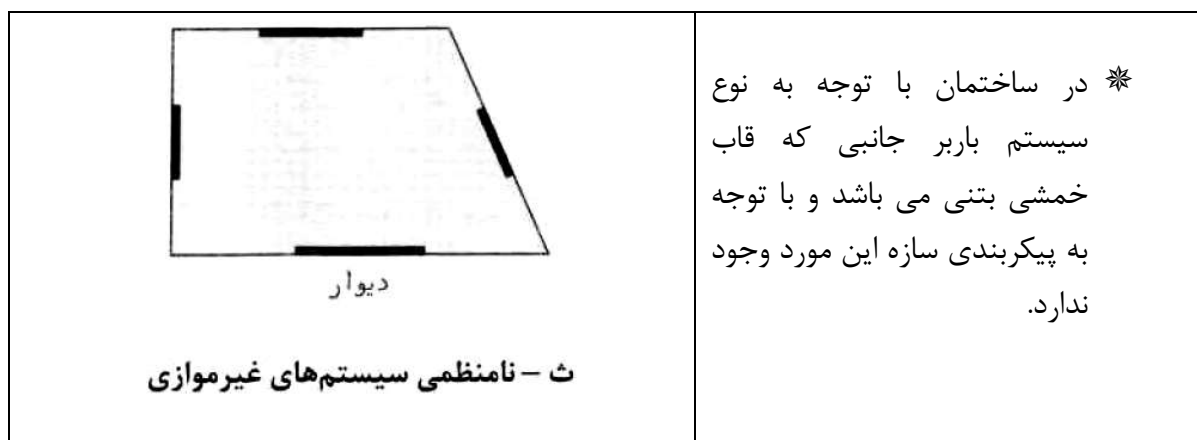
✱ در ساختمان با توجه به اینکه سقف همه طبقات تیرچه بلوک می باشد و با توجه به وضعیت بازشو در دیافراگم طبقات (باکس راه پله و آسانسور) تغییرات در سختی دیافراگم قابل ملاحظه نخواهد بود و این بند ارضا خواهد شد.



د- نامنظمی خارج از صفحه : در مواردی که در سیستم باربر جانبی انقطاعی در مسیر انتقال نیروی جانبی مانند تغییر صفحه، حداقل در یکی از اجزای باربر جانبی در طبقات وجود داشته باشد.



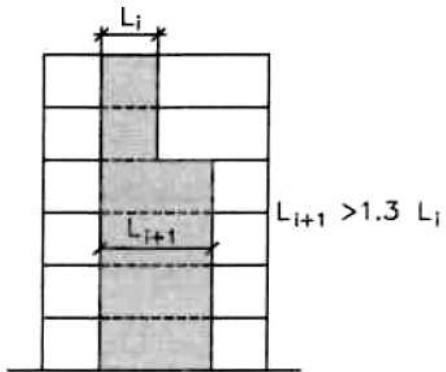
ه- نامنظمی سیستم های غیرموازی : در مواردی که بعضی اجزای قائم باربر جانبی به موازات محورهای متعامد اصلی ساختمان نباشد.



با توجه به بررسی ضوابط فوق ساختمان نامنظم در پلان محسوب می گردد.

• منظم بودن در ارتفاع

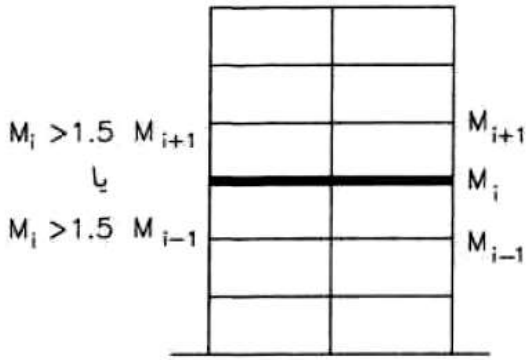
الف- نامنظمی هندسی : در مواردی که ابعاد افقی سیستم باربر جانبی در هر طبقه بیشتر از ۱۳۰ درصد آن در طبقات مجاور باشد.



الف - نامنظمی هندسی

* با توجه به تعریف اعضای اصلی و سیستم باربر جانبی ساختمان و ابعاد تیرها و ستونهای بتنی مسلح، نامنظمی هندسی مشاهده نمی شود.

ب- نامنظمی جرمی : در مواردی که جرم هر طبقه بیشتر از ۵۰ درصد با جرم طبقات مجاور تفاوت داشته باشد. طبقات بام و خرپشته از این تعریف مستثنی هستند.



ب - نامنظمی جرمی

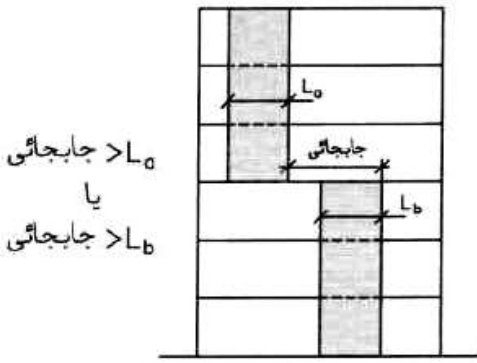
* با توجه به جدول زیر ملاحظه می شود که در ساختمان بعثت همونوع بودن سقف طبقات و تغییر کم یا مشابه بودن ابعاد تیرها و ستونهای بتنی و مشابه بودن ارتفاع طبقات این بند ارضا شده است. البته مساحت بام حدود دو سوم طبقات زیرین است که بام مستثنی می باشد.

جدول ۳- مقایسه جرم طبقات متوالی

Story	Weight (ton)	Diff. %
STORY ۵	۷۳	۵۴,۵۲
STORY ۴	۱۱۲	۱۵,۰۰
STORY ۳	۱۲۹	۰,۶۰

STORY۲	۱۲۸	۱,۲۲
STORY۱	۱۳۰	

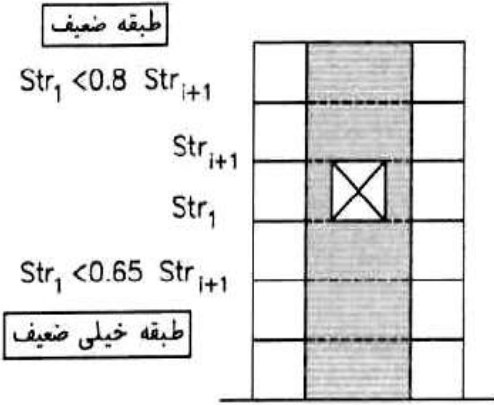
ج- نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی : در مواردی که جزئی از سیستم باربر جانبی در ارتفاع قطع شده باشد بطوریکه آثار ناشی از واژگونی روی تیرها، دالها، ستونها و دیوارهای تکیه گاهی تغییراتی ایجاد کند.



پ - نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی

✱ با توجه به تعریف اعضای اصلی و سیستم باربر جانبی ساختمان و پیکربندی سازه، نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی مشاهده نمی شود.

د- نامنظمی مقاومت جانبی : در مواردی که مقاومت جانبی طبقه از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود کمتر باشد، چنین طبقه ای اصطلاحاً "طبقه ضعیف" نامیده می شود. در مواردی که مقدار فوق به ۶۵ درصد کاهش یابد، طبقه اصطلاحاً "طبقه خیلی ضعیف" توصیف می شود.

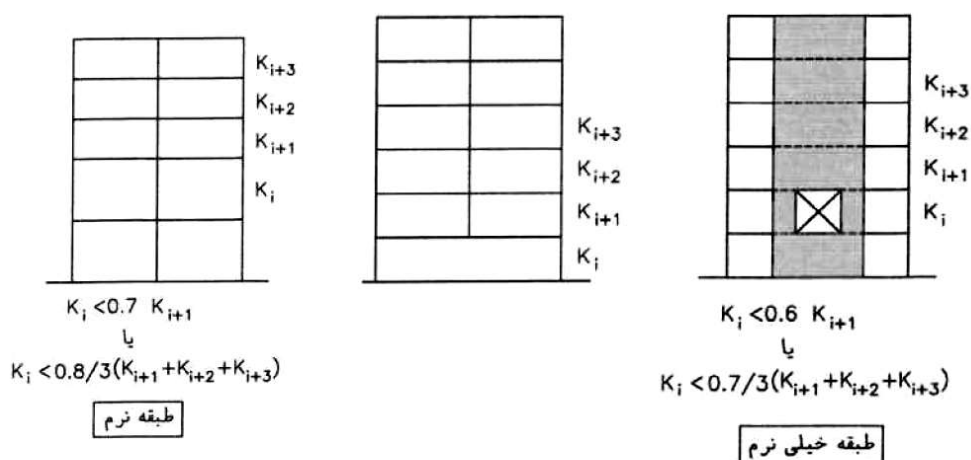


ت - نامنظمی مقاومت جانبی

✱ با توجه به وضعیت پیکربندی سازه ملاحظه میشود که ابعاد تیرها و ستونهای بتنی مسلح که سیستم اصلی باربر جانبی می باشند از طبقات بالا به پایین یا ثابت بوده و یا افزایش یافته اند. بر این اساس مقاومت طبقه از بالا به پایین یا ثابت می ماند و یا افزایش پیدا می کند. بر این اساس نامنظمی مقاومت جانبی مشاهده نمی شود.

ه- نامنظمی سختی جانبی : در مواردی که سختی جانبی هر طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی های جانبی سه طبقه روی خود باشند، چنین

طبقه ای اصطلاحاً "طبقه نرم" نامیده می شود. در مواردی که مقادیر فوق به ترتیب به ۶۰ و ۷۰ درصد کاهش پیدا کنند، طبقه اصطلاحاً "طبقه خیلی نرم" توصیف می شود.



ث - نامنظمی سختی جانبی

* با توجه به وضعیت پیکربندی سازه ملاحظه میشود که ابعاد تیرها و ستونهای بتنی مسلح که سیستم اصلی باربر جانبی می باشند از طبقات بالا به پایین یا ثابت بوده و یا افزایش یافته اند. همچنین ارتفاع کلیه طبقات ثابت بوده و در طبقه زیرین ۲۱ سانتیمتر نسبت به طبقات فوقانی بیشتر است. بر این اساس سختی طبقه از بالا به پایین یا ثابت می ماند و یا افزایش پیدا می کند. بر این اساس نامنظمی سختی جانبی مشاهده نمی شود.

با توجه به بررسی ضوابط فوق ساختمان جزء ساختمانهای منظم در ارتفاع محسوب می گردد.

۹-۱- بارگذاری

۹-۱-۱- بارهای ثقلی

بارهای ثقلی وارده بر این ساختمان شامل بارهای مرده و زنده می باشند. مقادیر بارهای مرده و زنده با توجه به جزئیات اجرایی با استفاده از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان محاسبه شده است. خلاصه این بارگذاری ها در جدول زیر آمده است.

جدول ۴- خلاصه بارگذاری ثقلی انجام شده در مطالعات ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای

الف- بار مرده	
۶۰۰ kg/m	بار واحد طول دیوارهای پیرامونی
۲۵۰ kg/m	بار واحد طول دیوارهای جانپناه
۴۵۰ kg/m ^۲	بار واحد سطح سقف طبقات
ب- بار زنده	
۱۵۰ kg/m ^۲	بار زنده بام

فصل اول	مطالعات ارزیابی آسیب پذیری و بهسازی لرزه ای سازه	دی ماه ۹۴
---------	--	-----------

بار زنده مسکونی	۲۰۰ kg/m ^۲
بار زنده تیغه ها	۱۰۰ kg/m ^۲

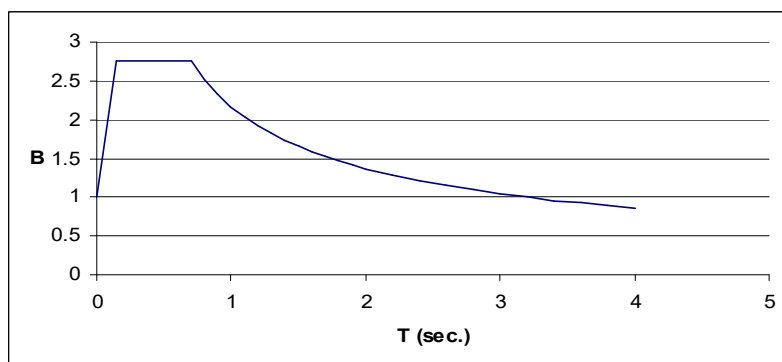
۱-۹-۲- بارگذاری زلزله استاتیکی معادل

با توجه به روشهای تحلیل مورد استفاده که در بند ۱-۷ گزارش بدان اشاره شده است، برای تحلیل پی از روش تحلیل استاتیکی معادل استفاده شده است. در بارگذاری لرزه ای به روش تحلیل استاتیکی خطی، ضریب برش پایه استاتیکی بر اساس بند ۳-۳-۳-۲ نشریه ۳۶۰ محاسبه شده است. جزئیات محاسبات بار استاتیکی معادل در جدول زیر نشان داده شده است.

جدول ۵- بارگذاری زلزله استاتیکی خطی معادل

دوره تناوب تحلیلی سازه T (بر اساس رابطه تجربی)	$T = 1.4 \times 0.07(H)^{0.75} = 0.83 \text{Sec.}$
ضریب C_1	$C_1 = 1.0$
ضریب C_2	$C_2 = 1.0$
ضریب C_m	$C_m = 0.9$
ضریب بازتاب B	$N = 1.03 \quad B_1 = 2.31 \Rightarrow B = N \times B_1 = 2.38$
شتاب طیفی S_a (سطح خطر ۱)	$S_a = 0.3g \times 2.38 = 0.713g$
ضریب برش پایه (سطح خطر ۱)	$C = C_1 C_2 C_m S_a = 1.0 \times 1.0 \times 0.9 \times 0.713 = 0.643$
ضریب k	$k = 0.5T + 0.75 = 1.166$

در شکل زیر طیف بازتاب استاندارد ۹۳-۲۸۰۰ برای زمین نوع III طبق استاندارد ۹۳-۲۸۰۰ ارائه شده است.



شکل ۲ - طیف بازتاب برای زمین نوع III طبق استاندارد ۹۳-۲۸۰۰

۱-۱۰-۱- اثرات تحلیل مرتبه دوم

با استناد به بند ۳-۲-۵ نشریه ۳۶۰ اثرات $\Delta - P$ باید در هر نوع تحلیل منظور شود.

۱۱-۱- مشخصات مفاصل خمیری

در این قسمت بر اساس ضوابط فصل ششم نشریه ۳۶۰ مشخصات مفاصل خمیری در نرم افزار ETABS13.1.1 که در تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد استفاده قرار گرفته، بصورت نمونه در یک تیر و یک ستون بتنی مسلح ارائه شده است.

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.05
D-	-0.2	-0.025
C-	-1.1	-0.025
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.025
D	0.2	0.025
E	0.2	0.05

☐ Symmetric

Type

☒ Moment - Rotation

☐ Moment - Curvature

Hinge Length

☒ Relative Length

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment

☐ Use Yield Rotation (Steel Objects Only)

Positive Negative

Moment SF 4067.224 4067.224 tonf-cm

Rotation SF 1 1

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

☒ Immediate Occupancy

☐ Life Safety

☐ Collapse Prevention

☒ Show Acceptance Criteria on Plot

Positive Negative

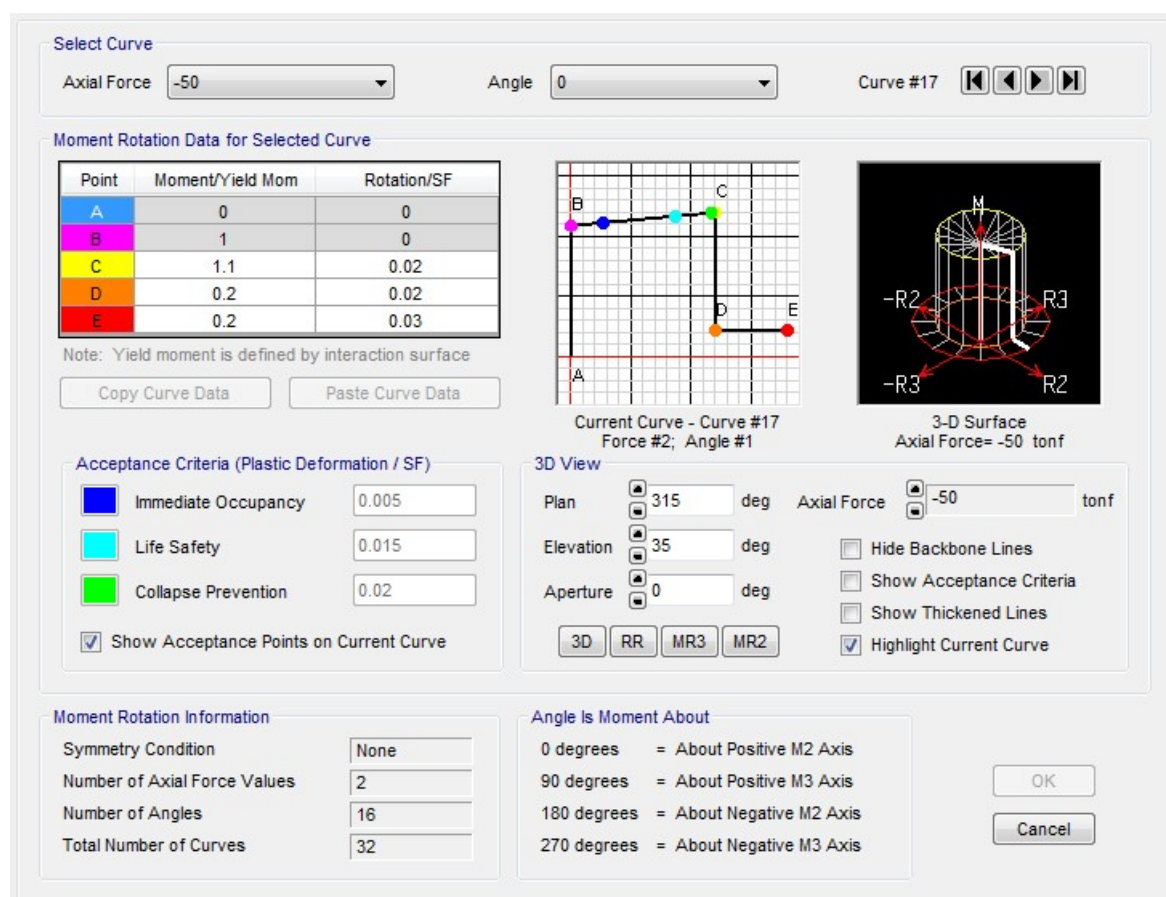
0.01 -0.01

0.02 -0.02

0.025 -0.025

OK Cancel

شکل ۳ - مشخصات مفصل خمیری M^3 در تیر $A-B$ ، در طبقه ۲ st



شکل ۴ - مشخصات مفصل خمیری M^3-M^2-P در ستون A-۱ در طبقه ۲ st

۱۲-۱- ترکیبات بارگذاری

مطابق با بند ۳-۶-۱-۱-۱ نشریه ۳۶۰، ترکیبات بارگذاری مورد استفاده در روش تحلیل استاتیکی خطی برای اعضای تغییرشکل کنترل و نیرو کنترل به شرح جدول زیر و ترکیبات بارگذاری در تحلیل استاتیکی غیرخطی به شرح جدول بعدی می باشد. طبق بند ۳-۶-۱-۱-۲ نشریه ۳۶۰، در ترکیبات بار رفتار نیرو کنترل حداقل مقدار J برابر با کوچکترین مقدار DCR اعضای که بار را به عضو مورد نظر منتقل می کنند و حداقل برابر با $2/5$ در نظر گرفته شده است. در ترکیبات بارگذاری با توجه به اینکه هر ستون بتن آرمه عضو سیستم باربر جانبی در هر دو امتداد اصلی سازه می باشد، باید اثرات زلزله در هر امتداد با ۳۰ درصد اثر زلزله در امتداد عمود بر آن طبق بند ۳-۲-۷ نشریه ۳۶۰ ترکیب شود.

جدول ۶- ترکیبات بارگذاری در تحلیل استاتیکی خطی

combo	combination	combo	combination
D۱	۱,۱Qg +EXP+۰,۳EY	F۱	۱,۱Qg +۰,۴EXP+۰,۱۲EY
D۲	۱,۱Qg +EXP-۰,۳EY	F۲	۱,۱Qg +۰,۴EXP-۰,۱۲EY
D۳	۱,۱Qg -EXP+۰,۳EY	F۳	۱,۱Qg -۰,۴EXP+۰,۱۲EY
D۴	۱,۱Qg -EXP-۰,۳EY	F۴	۱,۱Qg -۰,۴EXP-۰,۱۲EY
D۵	۱,۱Qg +EXM+۰,۳EY	F۵	۱,۱Qg +۰,۴EXM+۰,۱۲EY

D۶	۱,۱Qg	+EXM-۰,۳EY	F۶	۱,۱Qg	+۰,۴EXM-۰,۱۲EY
D۷	۱,۱Qg	-EXM+۰,۳EY	F۷	۱,۱Qg	-۰,۴EXM+۰,۱۲EY
D۸	۱,۱Qg	-EXM-۰,۳EY	F۸	۱,۱Qg	-۰,۴EXM-۰,۱۲EY
D۹	۱,۱Qg	+EYP+۰,۳EX	F۹	۱,۱Qg	+۰,۴EYP+۰,۱۲EX
D۱۰	۱,۱Qg	+EYP-۰,۳EX	F۱۰	۱,۱Qg	+۰,۴EYP-۰,۱۲EX
D۱۱	۱,۱Qg	-EYP+۰,۳EX	F۱۱	۱,۱Qg	-۰,۴EYP+۰,۱۲EX
D۱۲	۱,۱Qg	-EYP-۰,۳EX	F۱۲	۱,۱Qg	-۰,۴EYP-۰,۱۲EX
D۱۳	۱,۱Qg	+EYM+۰,۳EX	F۱۳	۱,۱Qg	+۰,۴EYM+۰,۱۲EX
D۱۴	۱,۱Qg	+EYM-۰,۳EX	F۱۴	۱,۱Qg	+۰,۴EYM-۰,۱۲EX
D۱۵	۱,۱Qg	-EYM+۰,۳EX	F۱۵	۱,۱Qg	-۰,۴EYM+۰,۱۲EX
D۱۶	۱,۱Qg	-EYM-۰,۳EX	F۱۶	۱,۱Qg	-۰,۴EYM-۰,۱۲EX
D۱۷	۰,۹Qd	+EXP+۰,۳EY	F۱۷	۰,۹Qd	+۰,۴EXP+۰,۱۲EY
D۱۸	۰,۹Qd	+EXP-۰,۳EY	F۱۸	۰,۹Qd	+۰,۴EXP-۰,۱۲EY
D۱۹	۰,۹Qd	-EXP+۰,۳EY	F۱۹	۰,۹Qd	-۰,۴EXP+۰,۱۲EY
D۲۰	۰,۹Qd	-EXP-۰,۳EY	F۲۰	۰,۹Qd	-۰,۴EXP-۰,۱۲EY
D۲۱	۰,۹Qd	+EXM+۰,۳EY	F۲۱	۰,۹Qd	+۰,۴EXM+۰,۱۲EY
D۲۲	۰,۹Qd	+EXM-۰,۳EY	F۲۲	۰,۹Qd	+۰,۴EXM-۰,۱۲EY
D۲۳	۰,۹Qd	-EXM+۰,۳EY	F۲۳	۰,۹Qd	-۰,۴EXM+۰,۱۲EY
D۲۴	۰,۹Qd	-EXM-۰,۳EY	F۲۴	۰,۹Qd	-۰,۴EXM-۰,۱۲EY
D۲۵	۰,۹Qd	+EYP+۰,۳EX	F۲۵	۰,۹Qd	+۰,۴EYP+۰,۱۲EX
D۲۶	۰,۹Qd	+EYP-۰,۳EX	F۲۶	۰,۹Qd	+۰,۴EYP-۰,۱۲EX
D۲۷	۰,۹Qd	-EYP+۰,۳EX	F۲۷	۰,۹Qd	-۰,۴EYP+۰,۱۲EX
D۲۸	۰,۹Qd	-EYP-۰,۳EX	F۲۸	۰,۹Qd	-۰,۴EYP-۰,۱۲EX
D۲۹	۰,۹Qd	+EYM+۰,۳EX	F۲۹	۰,۹Qd	+۰,۴EYM+۰,۱۲EX
D۳۰	۰,۹Qd	+EYM-۰,۳EX	F۳۰	۰,۹Qd	+۰,۴EYM-۰,۱۲EX
D۳۱	۰,۹Qd	-EYM+۰,۳EX	F۳۱	۰,۹Qd	-۰,۴EYM+۰,۱۲EX
D۳۲	۰,۹Qd	-EYM-۰,۳EX	F۳۲	۰,۹Qd	-۰,۴EYM-۰,۱۲EX

جدول ۷- ترکیبات بارگذاری در تحلیل استاتیکی غیرخطی

Combo	Gra. Loading	Dir.	Dist. Type
۱,۱QGEXP	۱,۱Qg	+X	mode ۱
۱,۱QGXN	۱,۱Qg	-X	mode ۱
۱,۱QGEYP	۱,۱Qg	+Y	mode ۱
۱,۱QGEYN	۱,۱Qg	-Y	mode ۱
۰,۹QDEXP	۰,۹Qd	+X	mode ۱
۰,۹QDEXN	۰,۹Qd	-X	mode ۱
۰,۹QDEYP	۰,۹Qd	+Y	mode ۱
۰,۹QDEYN	۰,۹Qd	-Y	mode ۱

۱۳-۱- کنترل روسازه به روش تحلیل استاتیکی غیرخطی

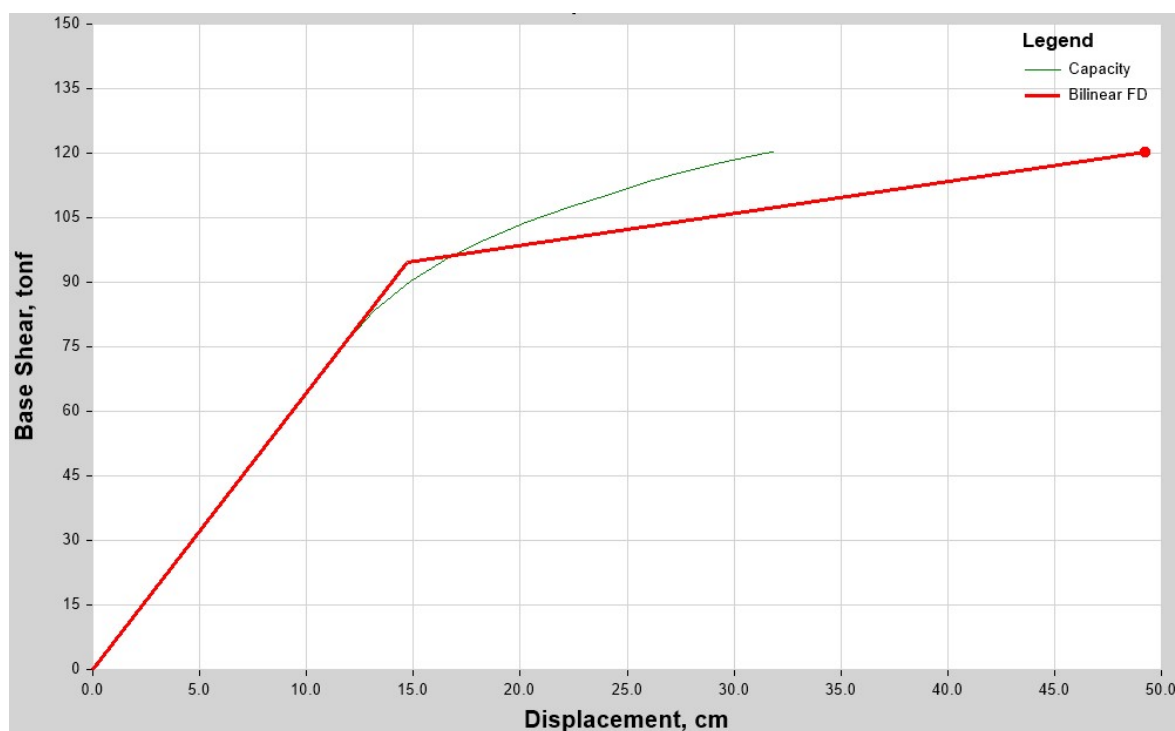
در تحلیل استاتیکی غیرخطی لازم است که سازه بر اساس الگوی بار جانبی (طبق بند ۷-۱ گزارش) تا رسیدن به مقدار تغییر مکان هدف هل داده شود. در جدول زیر مقدار تغییر مکان هدف به ازای زلزله سطح خطر (۱) به ازای ترکیبات بار موضوع جدول فوق محاسبه شده است. تغییر مکان هدف بر اساس رابطه ۳-۱۴ نشریه ۳۶۰ بصورت مقابل محاسبه شده است؛

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

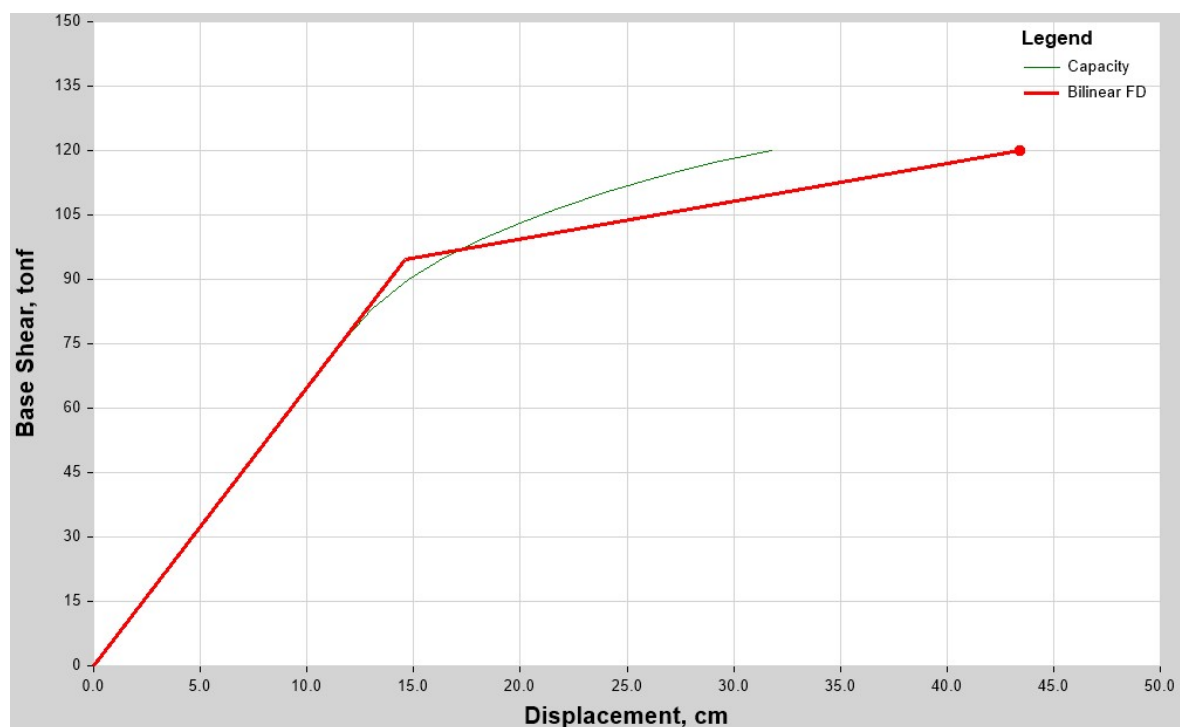
جدول ۸- محاسبه تغییر مکان هدف به ازای ترکیبات بار استاتیکی غیرخطی در سطح خطر (۱)

	C ₀	C ₁	C ₂	S _a	T _e	g	Delta tar.
x dir.	۱,۳۵	۱	۱	۰,۴۷	۱,۴۲۴	۹۸۰,۶	۳۱,۸۱
y dir.	۱,۳۵	۱	۱	۰,۵۱	۱,۲۸۵	۹۸۰,۶	۲۷,۹۷

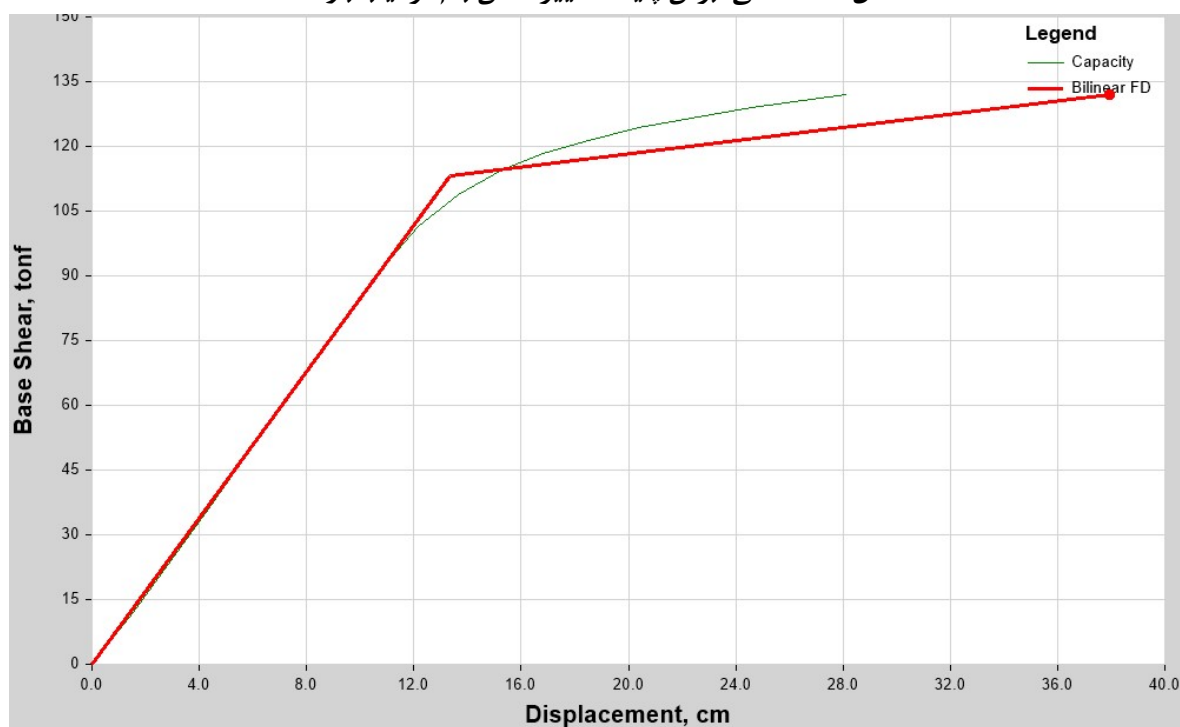
در اشکال ذیل نمودارهای برش پایه - تغییر مکان بام بر اساس ترکیبات بار ارائه شده برای تحلیل استاتیکی غیرخطی و رفتار دو خطی ایده آل شده بر اساس روش Displacement Modification FEMA۴۴۰ ارائه شده است. در نمودارهای زیر محور افقی بیانگر تغییر مکان بام بر حسب سانتیمتر و محور قائم نمایانگر برش پایه بر حسب تن میباشد.



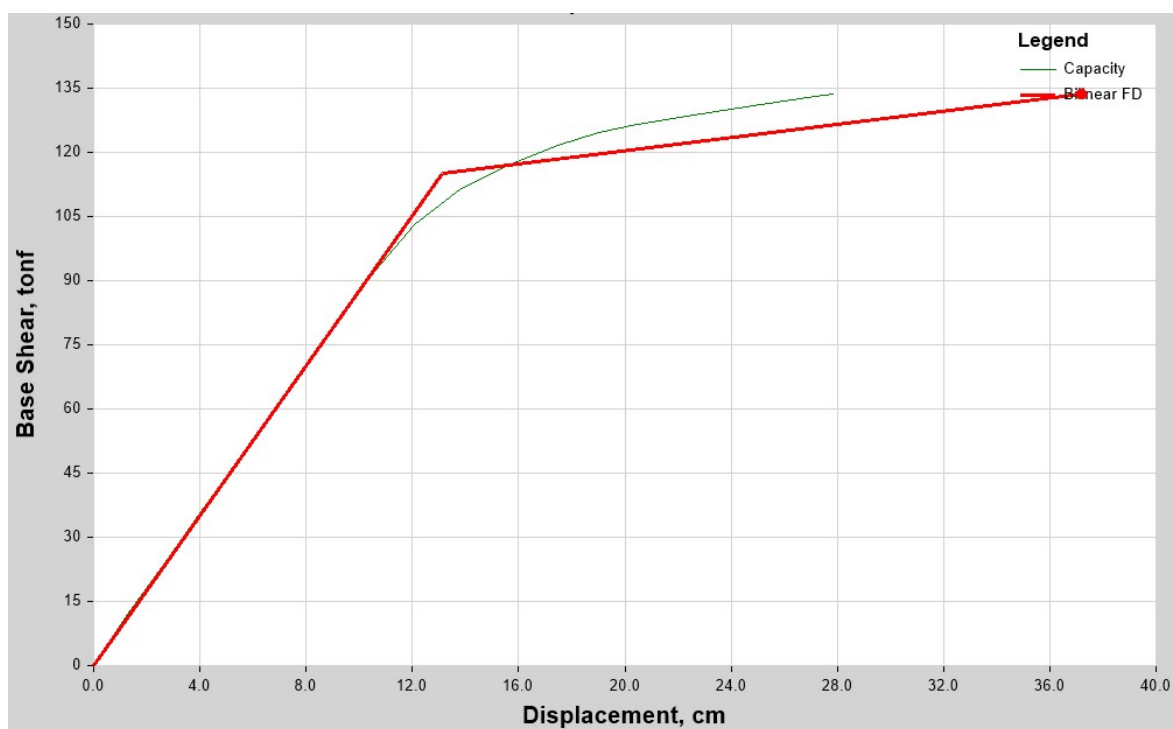
شکل ۵- منحنی برش پایه - تغییر مکان بام ترکیب بار D۱



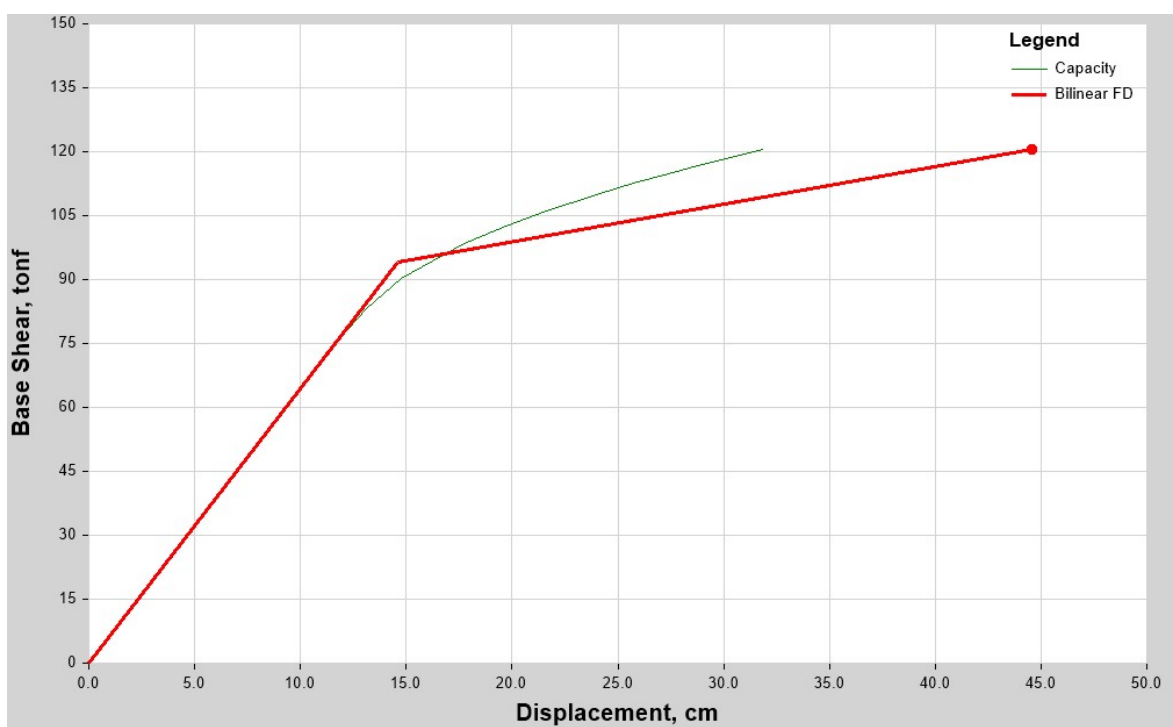
شکل ۶ - منحنی برش پایه - تغییر مکان بام ترکیب بار D_2



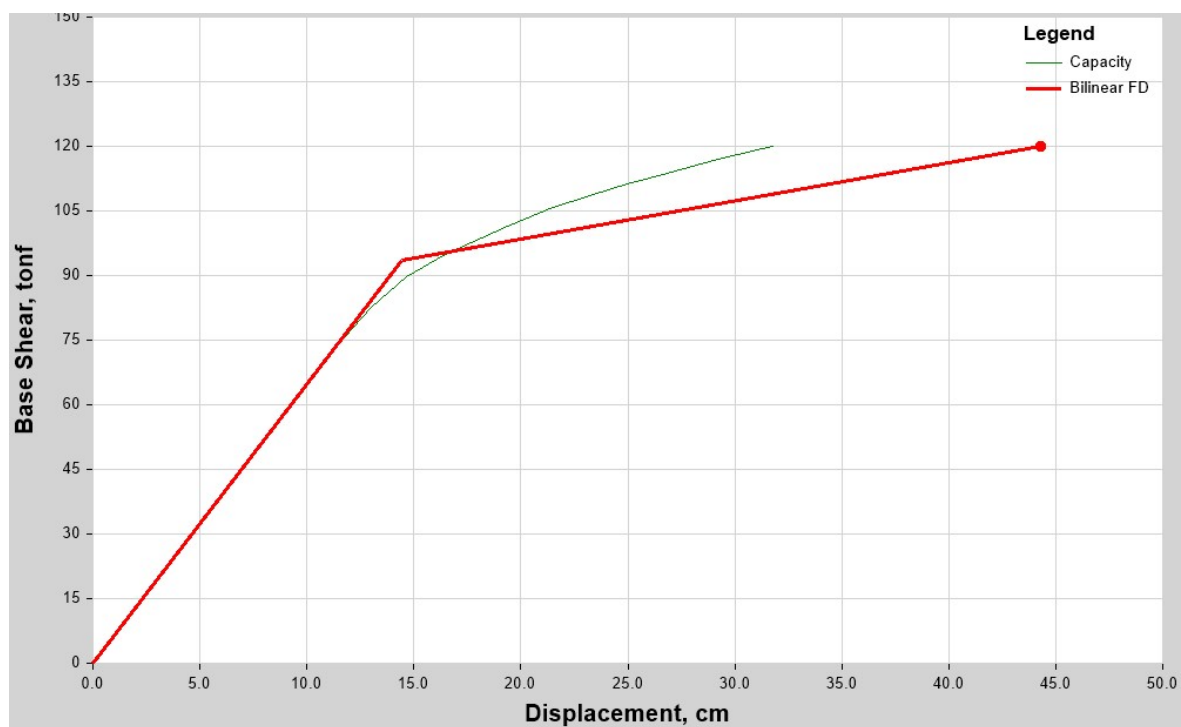
شکل ۷ - منحنی برش پایه - تغییر مکان بام ترکیب بار D_3



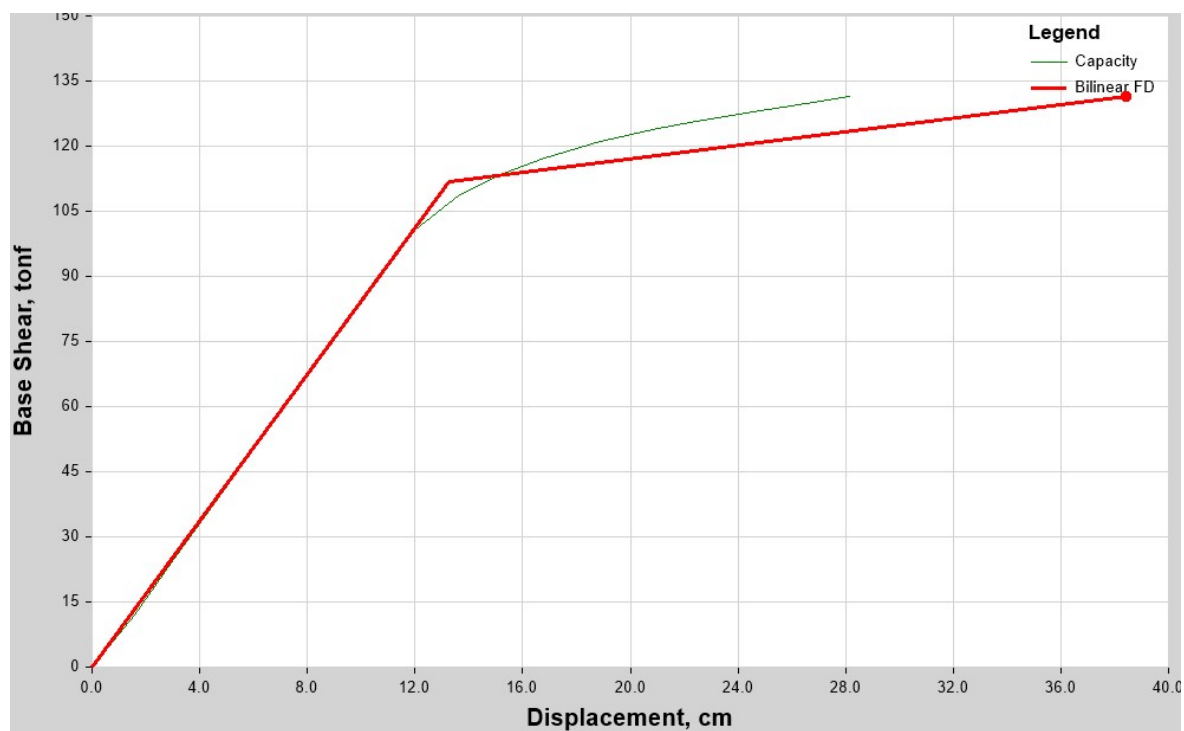
شکل ۸ - منحنی برش پایه - تغییر مکان بام ترکیب بار $D4$



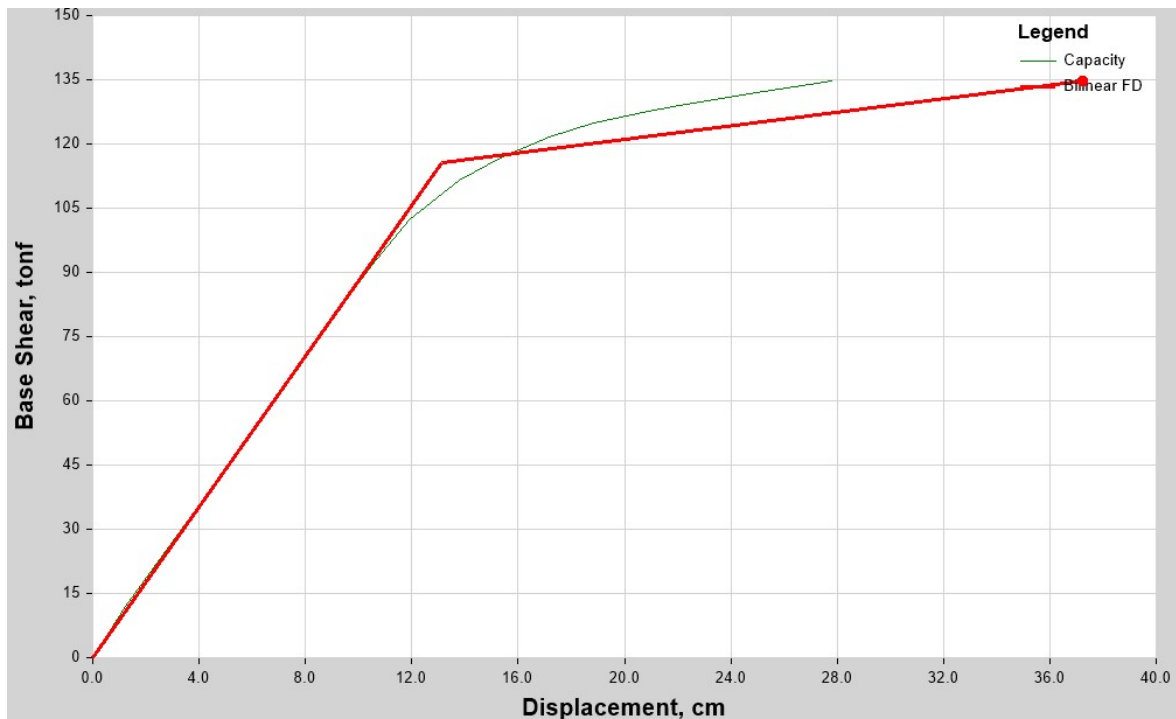
شکل ۹ - منحنی برش پایه - تغییر مکان بام ترکیب بار $D5$



شکل ۱۰ - منحنی برش پایه - تغییر مکان بام ترکیب بار D_6

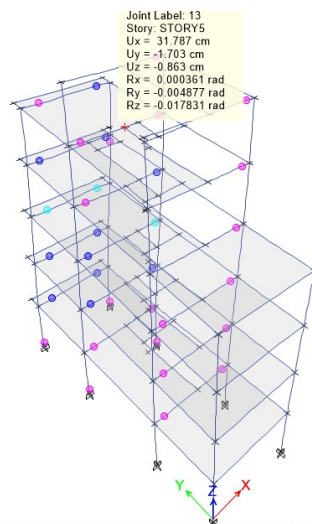


شکل ۱۱ - منحنی برش پایه - تغییر مکان بام ترکیب بار D_7

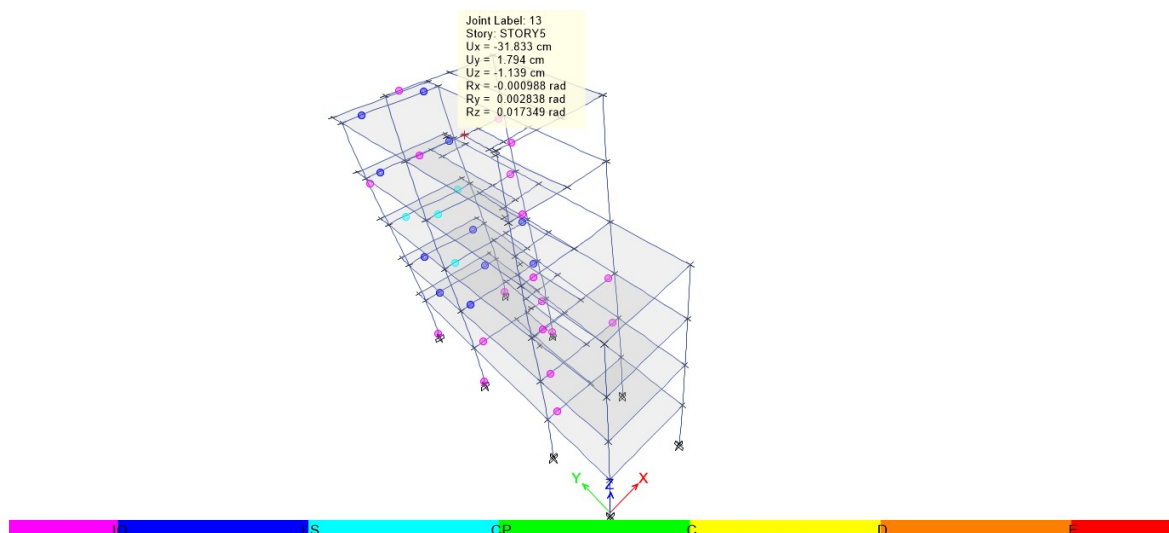


شکل ۱۲ - منحنی برش پایه - تغییر مکان بام ترکیب بار D_1

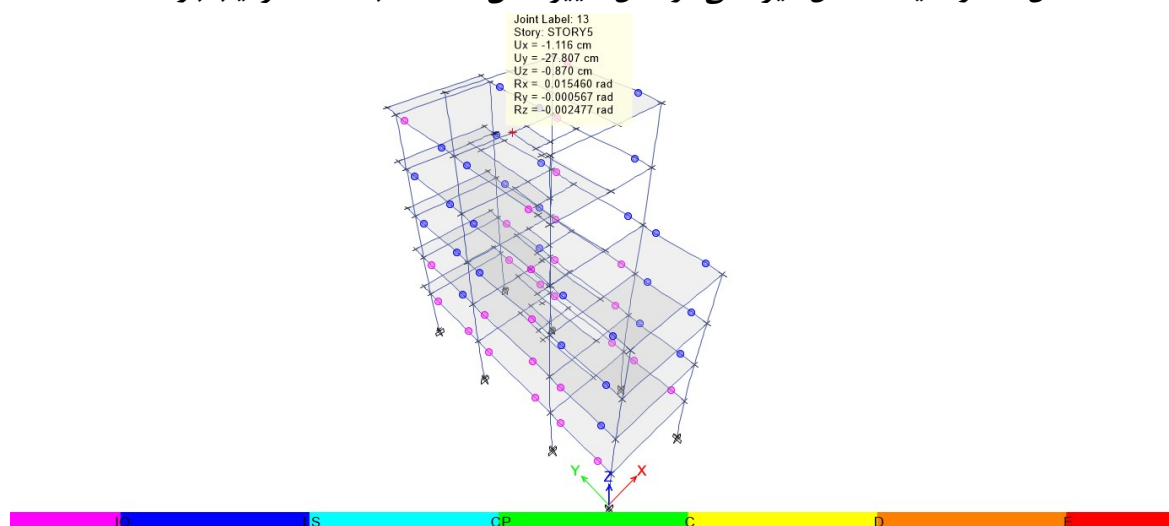
همانگونه که از اشکال زیر برداشت می شود، دورانهای غیرخطی در دوسر تیرها و ستونهای بتن مسلح در لحظه تغییر مکان هدف کمتر از حد "ایمنی جانی" است و بر این اساس سازه می تواند هدف بهسازی "مبنا" را تامین کند. در اشکال زیر وضعیت عملکردی مفاصل غیرخطی اختصاص داده شده به تیر و ستونهای بتنی مسلح سازه در محل تغییر مکان هدف محاسبه شده طبق جدول ۹، نشان داده شده است.



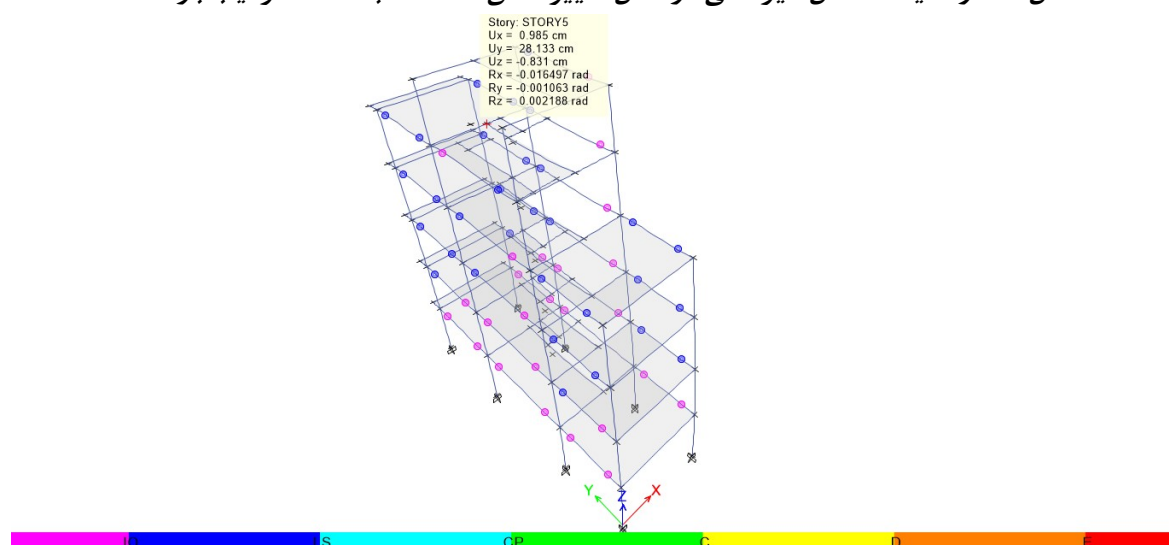
شکل ۱۳ - وضعیت مفاصل غیرخطی در محل تغییر مکان هدف قاب ۲ تحت ترکیب بار D_1



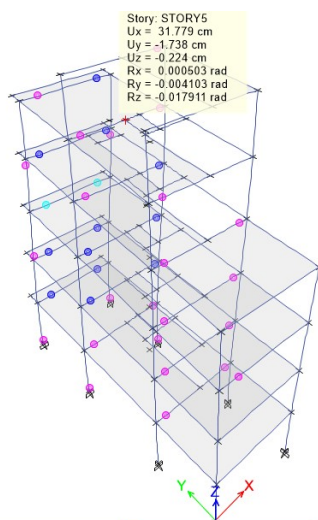
شکل ۱۴ - وضعیت مفاصل غیرخطی در محل تغییر مکان هدف قاب ۲ تحت ترکیب بار D^2



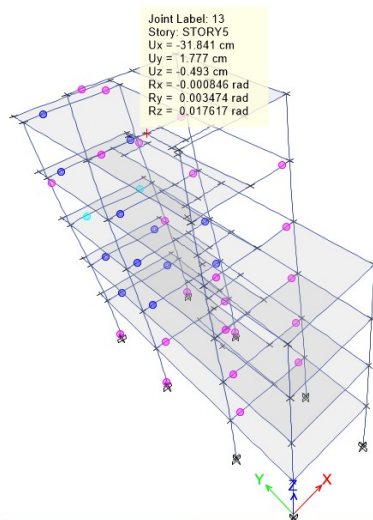
شکل ۱۵ - وضعیت مفاصل غیرخطی در محل تغییر مکان هدف قاب ۲ تحت ترکیب بار D^3



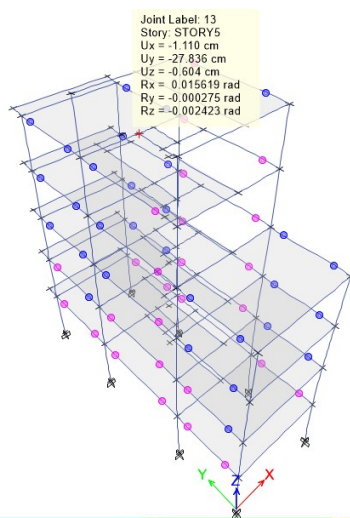
شکل ۱۶ - وضعیت مفاصل غیرخطی در محل تغییر مکان هدف قاب ۲ تحت ترکیب بار D^4



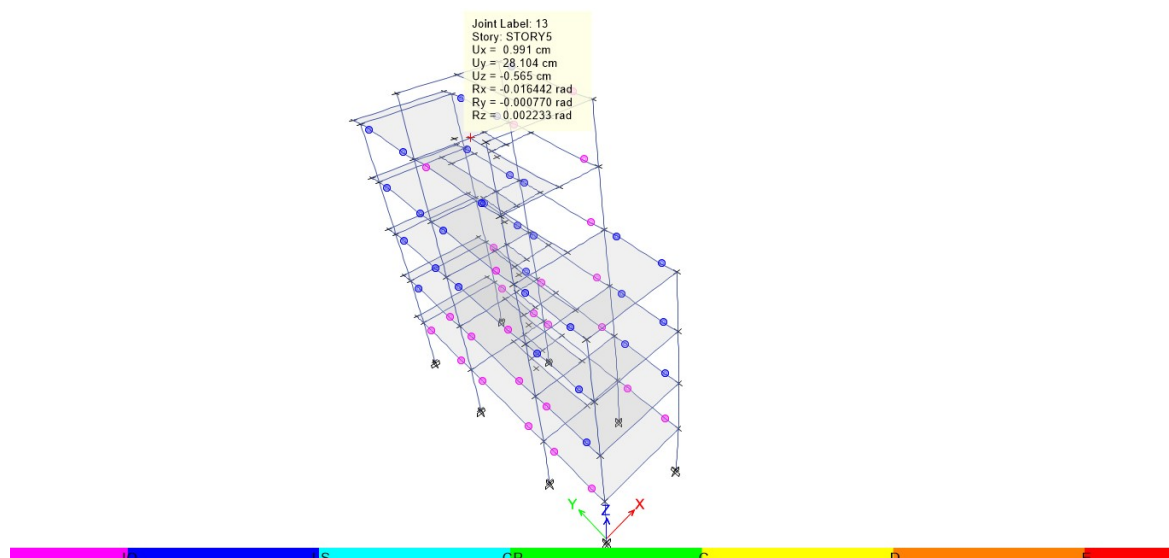
شکل ۱۷ - وضعیت مفاصل غیرخطی در محل تغییر مکان هدف قاب ۲ تحت ترکیب بار D^5



شکل ۱۸ - وضعیت مفاصل غیرخطی در محل تغییر مکان هدف قاب ۲ تحت ترکیب بار D^6



شکل ۱۹ - وضعیت مفاصل غیرخطی در محل تغییر مکان هدف قاب ۲ تحت ترکیب بار D^7



شکل ۲۰ - وضعیت مفاصل غیرخطی در محل تغییر مکان هدف قاب ۲ تحت ترکیب بار D^A

۱۴-۱- کنترل هسته اتصال تیر به ستون

طبق نقشه های سازه، آرماتورهای سراسری طولی تیرها در محل اتصال به ستونهای بتنی میانی از آن عبور کرده و در ستونهای انتهایی با استفاده از قلاب استاندارد ۹۰ درجه مهار شده اند. در این قسمت نحوه محاسبه ظرفیت برشی اتصال تیر به ستون ارائه شده است. رفتار برشی هسته بتنی اتصال تیر به ستون بصورت نیرو کنترل مورد ارزیابی قرار گرفته است. بر اساس بند ۳-۶-۱-۲-۳-۴ نشریه ۳۶۰ ظرفیت برشی اتصال تیر به ستون بتنی بصورت ذیل محاسبه می شود؛

$$V_n = 0.17 \gamma \sqrt{f_{cl}} A_j$$

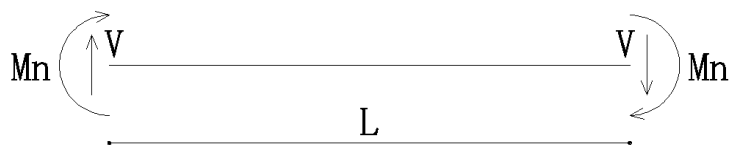
در رابطه فوق A_j سطح مقطع موثر اتصال است. f_{cl} مقاومت کرانه پایین بتن تیرهای موجود و برابر با ۲۵ مگا پاسکال می باشد. ضریب اصلاحی گاما با توجه به اینکه فواصل میلگردهای عرضی s کمتر از نصف بعد ستون است بر اساس ردیف اول جدول ۴-۶ نشریه ۳۶۰ محاسبه میگردد.

جدول (۴-۶): مقدار ضریب اصلاحی γ برای اتصالات تیر و ستون

آرماتور عرضی	اتصالات داخلی با تیر عرضی	اتصالات داخلی بدون تیر عرضی	اتصالات خارجی با تیر عرضی	اتصالات خارجی بدون تیر عرضی	اتصالات زانویی با یا بدون تیر عرضی
$s \leq h_c / 2$	۱۰	۷/۵	۷/۵	۶	۴
$s > h_c / 2$	۶	۵	۴	۳	۲

s : فاصله آرماتور عرضی در اتصال و h_c : بعد ستون

طبق بند ۶-۳-۱-۲-۴-۱ نشریه ۳۶۰ باید ظرفیت برشی اتصال متناظر با رسیدن تیرها و ستونهای متصل به اتصال مورد نظر به سطح مقاومت خود باشد. مقدار V طبقه بند ۴-۳-۱-۲-۴-۱ نشریه ۳۶۰ برش معادل برای رسیدن تیر به مقاومت خمشی اسمی در دو سر خود در نظر گرفته شده است. این مقدار برش با توجه به شکل زیر برابر با $V = 2M_n / L$ می باشد.



محاسبات نشان میدهد ظرفیت برشی اتصال بیش از مقاومت برشی تیر و ستون برای رسیدن به ظرفیت خمشی خود می باشد.

۱-۱۵-۱ کنترل شالوده

برای ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای شالوده از نرم افزار SAFE – Ver.12.3 استفاده شده است. تحلیل پی در نرم افزار به صورت تکرار شونده (Iterative) با حذف فنرهای کششی خاک زیر پی انجام شده است. به منظور مدلسازی شالوده از المانهای صفحه ای استفاده گردیده است. بر این اساس مقادیر واکنشهای تکیه گاهی در روش تحلیل استاتیکی خطی به ازای ترکیبات بار معرفی شده در جدول ۶ گزارش استخراج و برای ارزیابی شالوده استفاده شده است.

۱-۱۵-۱-۱ کنترل واژگونی

در این قسمت بر اساس بند ۳-۳-۵ نشریه ۳۶۰ به کنترل واژگونی سازه موجود پرداخته شده است. چنانچه سازه داراری سبستم باربر جانبی تعریف شده طبق استاندارد ۲۸۰۰ باشد برای ارزیابی در برابر واژگونی می توان از رابطه زیر به جای رابطه ۳-۱۴ نشریه ۳۶۰ استفاده کرد.

$$0.9M_{ST} > \frac{M_{OT}}{C_1 C_2 R_{OT}}$$

مقادیر ضرایب C_i در جدول ۵ گزارش محاسبه شده است. مقدار R_{OT} برای عملکرد ایمنی جانی برابر با ۸ می باشد. رابطه فوق M_{OT} لنگر واژگونی در طبقه زیرزمین و M_{ST} لنگر مقاوم ناشی از بار مرده برابر با ۵۷۴ تن در طبقه زیرین است که در دو امتداد اصلی باید به صورت جداگانه محاسبه شود. ذیلا مقادیر لنگر مقاوم در هر امتداد و لنگر واژگونی طبقات در جدول ارائه شده است.

$$M_{ST \text{ XDir.}} = 574 \text{ ton} \times \frac{6}{2} \text{ m} = 1722 \text{ ton.m} \Rightarrow 0.9M_{ST \text{ XDir.}} = 1550 \text{ ton.m}$$

$$M_{ST \text{ YDir.}} = 574 \text{ ton} \times \frac{17}{2} \text{ m} = 4879 \text{ ton.m} \Rightarrow 0.9M_{ST \text{ YDir.}} = 4391 \text{ ton.m}$$

جدول ۹ - محاسبه لنگر واژگونی طبقات

Story	Vxi (ton)	Vyi (ton)	Fxi (ton)	Fyi (ton)	Hi (m)	MxOT(ton.m)	MyOT(ton.m)
STORY۵	۱۰۱,۳	۱۰۱,۳	۱۰۱,۳	۱۰۱,۳	۱۷,۳	۱۷۵۳,۸	۱۷۵۳,۸
STORY۴	۲۱۷,۷	۲۱۷,۷	۱۱۶,۴	۱۱۶,۴	۱۳,۹	۱۶۱۶,۱	۱۶۱۶,۱
STORY۳	۳۰۶,۹	۳۰۶,۹	۸۹,۲	۸۹,۲	۱۰,۵	۹۳۴,۱	۹۳۴,۱
STORY۲	۳۶۲,۸	۳۶۲,۸	۵۵,۹	۵۵,۹	۷,۱	۳۹۴,۳	۳۹۴,۳
STORY۱	۳۸۸,۹	۳۸۸,۹	۲۶,۱	۲۶,۱	۳,۶	۹۴,۷	۹۴,۷
						۴۷۹۳,۱	۴۷۹۳,۱

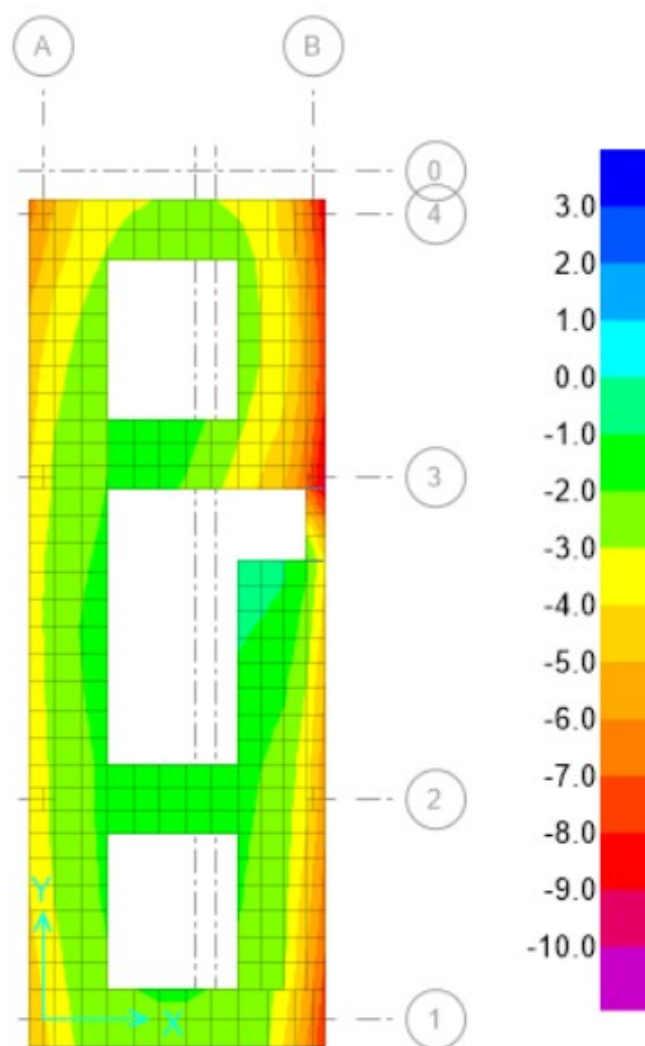
بر اساس محاسبات فوق $M_{OT} / C_1 C_2 R_{OT} = 600 \text{ (ton.m)}$ و ملاحظه میگردد که در هر دو امتداد کمتر از $0.9M_{ST}$ است. بر این اساس سازه در برابر بارهای لرزه ای وارده واژگون نمی شود.

۱-۱۵-۲- کنترل فشار خاک زیر شالوده

طبق بند ۴-۳-۲-۱ FEMA ۳۵۶، به عنوان یک روش جایگزین، بجای اینکه طبق بند ۴-۴-۳-۱ نشریه ۳۶۰ رفتار خاک زیر شالوده کنترل شونده توسط تغییر مکان در نظر گرفته شود و رابطه $Q_{UD} < 2mQ_c$ در مورد آن ارضاء گردد، میتوان رفتار خاک زیر شالوده را کنترل شونده توسط نیرو فرض کرد و رابطه $K Q_{cl} > Q_{UF}$ را ارضاء نمود. بر این اساس در ترکیب بار ذیل (کنترل شونده توسط نیرو)، (J) برابر با کوچکترین مقدار DCR اعضایی که نیروی جانبی را به شالوده منتقل می کنند (ستونهای طبقه پیلوت) برابر با ۲/۹۲ انتخاب شده است.

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 J}$$

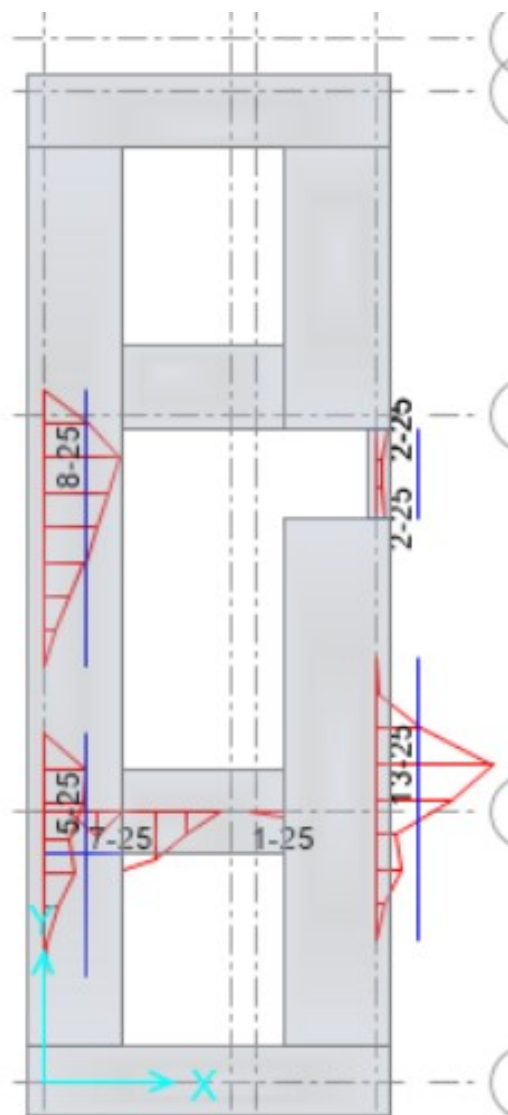
در رابطه فوق $Q_{cl} = 3q_a$ ظرفیت باربری نهایی خاک زیر پی برابر با ۳ برابر ظرفیت باربری مجاز خاک برای پی های نواری و برابر با $Q_c = 3 \times 2.2 = 6.6 \text{ kg/cm}^2$ در نظر گرفته شده است. در شکل زیر، کانتور کنترل فشار خاک زیر شالوده به ازای پوش ترکیب بارهای تغییرشکل کنترل ارائه شده است. اعداد نشان داده شده زیر شکل بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع نوشته شده اند. همانگونه که ملاحظه می شود ظرفیت باربری خاک زیر پی برای سازه موجود از کفایت لازم برخوردار است.



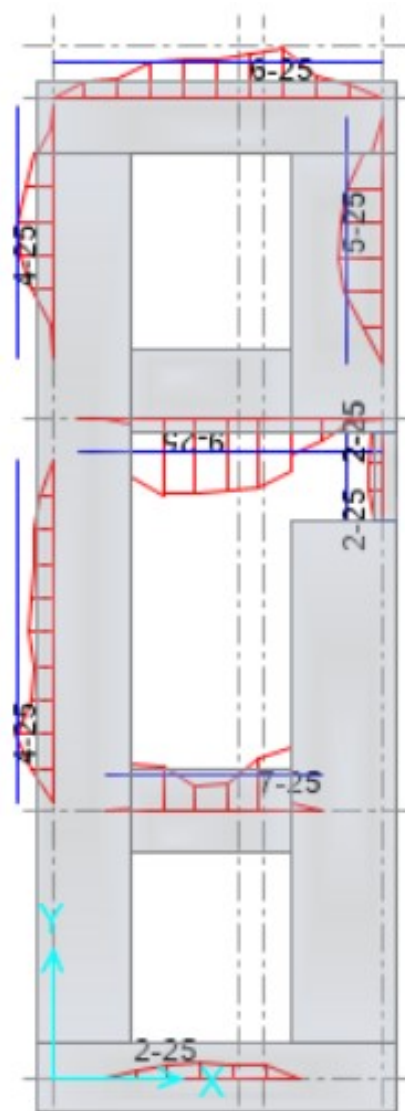
شکل ۲۱ - کنترل فشار خاک در شالوده به z ازای به ازای پوش ترکیبات بار نیرو کنترل

۱-۱۵-۳- کنترل خمشی شالوده

برای ارزیابی آسیب پذیری سازه پی از ترکیبات بار نیرو کنترل طبق توضیحات بند ۱-۱۵-۲ گزارش حاضر استفاده شده است. با استناد به نقشه های پی موجود کفایت سازه ای پی موجود مورد ارزیابی قرار گرفته است. بر این اساس ملاحظه می شود که در وضعیت موجود میلگردهای سراسری فوقانی و تحتانی $\phi 20@12.5\text{ cm}$ و خاموتها نیز $\phi 12@17\text{ cm}$ می باشند. هم چنین ضخامت پی های موجود برابر با ۷۰ سانتی متر می باشد. در اشکال زیر میلگردهای تقویتی مورد نیاز علاوه بر میلگردهای سراسری موجود نشان داده شده است. همانگونه که ملاحظه می شود میلگردهای مورد نیاز در برخی نواحی پی کمی بیشتر از میلگردهای موجود تقویتی طبق نقشه های سازه می باشند. این مطلب با توجه به اینکه طبق نتایج آزمایش کشش میلگرد مقاومت تسلیم میلگردهای طولی بیش از ۵۰۰ مگاپاسکال است، در حالیکه در طراحی خمشی پی از مقاومت اسمی میلگرد AIII به میزان ۴۰۰ مگاپاسکال استفاده شده است، جای نگرانی ندارد.



شکل ۲۳ - میلگردهای خمشی تحتانی مورد نیاز
علاوه بر میلگردهای سراسری $\phi 20 @ 12.5 \text{ cm}$



شکل ۲۲ - میلگردهای خمشی فوقانی مورد نیاز علاوه
بر میلگردهای سراسری $\phi 20 @ 12.5 \text{ cm}$

۴-۱۵-۱- کنترل برش پانچ در شالوده

برای کنترل برش پانچ در شالوده حداکثر نیروی محوری تحت واکنشهای بحرانی تکیه گاهی نیرو کنترل در نقطه عملکرد سازه در ستونهای ساختمان در طبقه زیرین استخراج و با ظرفیت مربوطه مقایسه شده است. ظرفیت برش پانچ در شالوده بصورت ذیل محاسبه شده است؛

$$v_p = 2 \times 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c} \text{ Mpa} = 2 \times 0.2 \times 1 \times \sqrt{25} = 20 \text{ kg/cm}^2$$

درخصوص ستونهای گوشه:

فصل اول	مطالعات ارزیابی آسیب پذیری و بهسازی لرزه ای سازه	دی ماه ۹۴
---------	--	-----------

$$P = (45 + 63/2) \times 2 = 153 \text{ cm}$$

$$A = P \times h = 135 \times 63 = 9639 \text{ cm}^2$$

$$V_p = v_p \times A = 20 \times 9639 = 192.78 \text{ ton}$$

درخصوص سایر ستونها (ستونهای از یک لبه کنار):

$$P = (45 + 63) \times 2 + (45 + 63/2) = 292 \text{ cm}$$

$$A = P \times h = 135 \times 63 = 18396 \text{ cm}^2$$

$$V_p = v_p \times A = 20 \times 8505 = 367.92 \text{ ton}$$

در محاسبات فوق؛

v_p : تنش برشی پانچ با فرض $\phi_c = 1$

P : طول محیط جانبی مقطع پانچ

A : سطح مقطع پانچ

V_p : ظرفیت برش پانچ شالوده می باشد.

با مراجعه به فایل طراحی سازه و پی و کنترل مقادیر واکنشهای تکیه گاهی تحت ترکیبات بار نیرو

کنترل ملاحظه می شود که سازه پی به لحاظ برش پانچ مشکلی ندارد.

۲- منابع و مراجع

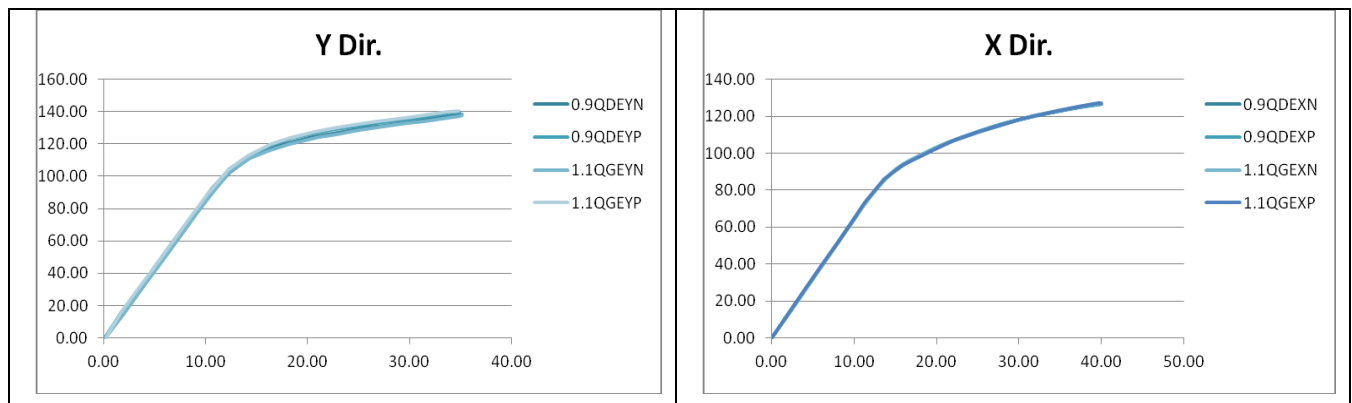
- (۱) " دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود" تجدید نظر اول، معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری ، نشریه شماره ۳۶۰ ، انتشارات سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور ۱۳۹۲
- (۲) "آئین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله"، کمیته دائمی بازنگری آئین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، استاندارد ۹۳-۲۸۰۰، ویرایش ۴، ۱۳۹۳.
- (۳) " مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ؛ بارهای وارد بر ساختمان"، وزارت مسکن و شهرسازی معاونت نظام مهندسی و اجرای ساختمان، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان چاپ دوم، ۹۲
- (۴) "مشخصات فنی عمومی کارهای ساختمانی (تجدید نظر دوم)" معاونت امور فنی- دفتر تدوین ضوابط و معیارهای فنی، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، نشریه شماره ۵۵، ۱۳۸۳.
- (۵) "اصول مهندسی ژئوتکنیک" جلد دوم: مهندسی پی، تالیف:براجا. ام. داس، ترجمه: شاپورطاحونی ۱۳۷۷.
- ۶) Seismic Rehabilitation of Existing Building, (ASCE۴۱-۱۳).
- ۷) Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI۳۱۸-۰۸)
- (۸) "مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ؛ طرح و اجرای ساختمانهای بتن آرمه"، وزارت مسکن و شهرسازی معاونت نظام مهندسی و اجرای ساختمان، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان ۹۲.
- (۹) بخش نامه شماره ۱۵۰۱۵-۱۰۲۸۸/۲۳ مورخ ۸۸/۱۲/۲۴ سازمان نوسازی مدارس کشور.
- (۱۰) بخش نامه شماره ۱۳۴۱۶-۱۰۲۸۸/۲۳ مورخ ۸۸/۱۱/۱۷ سازمان نوسازی مدارس کشور.

کنترل مقاومت سازه در ۱/۲۵ تغییر مکان هدف کمتر از V_y نباشد. طبق بند ۳-۱۲-۱ استاندارد ۹۳-۲۸۰۰

۰,۹QDEXN		۰,۹QDEXP		۱,۱QGEXN		۱,۱QGEXP	
Displ.	Base Force	Displ.	Base Force	Displ.	Base Force	Displ.	Base Force
cm	tonf	cm	tonf	cm	tonf	cm	tonf
۴۰,۰۳	۱۲۶,۷۷	۳۹,۹۷	۱۲۶,۷۵	۴۰,۰۲	۱۲۷,۳۴	۳۹,۹۸	۱۲۷,۱۹
۳۸,۲۵	۱۲۵,۶۵	۳۹,۴۸	۱۲۶,۴۷	۳۸,۰۱	۱۲۶,۰۵	۳۹,۵۵	۱۲۶,۹۳
۳۶,۰۳	۱۲۴,۰۰	۳۶,۹۸	۱۲۴,۷۵	۳۵,۴۴	۱۲۳,۹۷	۳۷,۱۵	۱۲۵,۲۱
۳۲,۹۵	۱۲۱,۳۳	۳۳,۹۱	۱۲۲,۰۶	۳۱,۷۲	۱۲۰,۴۰	۳۴,۰۹	۱۲۲,۴۵
۳۰,۴۳	۱۱۸,۸۰	۳۱,۹۱	۱۲۰,۲۲	۲۹,۴۱	۱۱۷,۵۰	۳۱,۶۱	۱۱۹,۹۵
۲۷,۹۴	۱۱۵,۹۶	۲۸,۴۴	۱۱۶,۵۵	۲۶,۳۱	۱۱۳,۴۱	۲۹,۶۱	۱۱۷,۴۸
۲۵,۵۱	۱۱۲,۵۳	۲۶,۱۶	۱۱۳,۴۷	۲۴,۳۱	۱۱۰,۴۹	۲۷,۶۱	۱۱۴,۹۰
۲۲,۷۰	۱۰۸,۰۸	۲۳,۰۴	۱۰۸,۷۴	۲۱,۴۹	۱۰۵,۹۳	۲۵,۱۲	۱۱۱,۴۴
۲۰,۷۰	۱۰۴,۶۶	۲۰,۴۱	۱۰۴,۰۷	۱۹,۲۶	۱۰۱,۷۱	۲۲,۰۹	۱۰۶,۶۹
۱۸,۳۴	۹۹,۷۲	۱۸,۲۷	۹۹,۴۸	۱۶,۰۲	۹۴,۵۳	۱۹,۷۹	۱۰۲,۳۱
۱۶,۳۳	۹۴,۸۳	۱۶,۰۵	۹۴,۰۴	۱۳,۹۹	۸۷,۲۵	۱۵,۸۹	۹۳,۵۷
۱۳,۹۲	۸۶,۷۲	۱۳,۸۱	۸۶,۴۷	۱۱,۴۲	۷۳,۶۱	۱۳,۷۰	۸۵,۹۳
۱۱,۵۰	۷۴,۰۶	۱۱,۴۳	۷۴,۰۰	۱۰,۰۲	۶۴,۵۷	۱۱,۳۱	۷۳,۲۱
۱۰,۰۳	۶۴,۵۷	۹,۹۷	۶۴,۵۹	۸,۰۲	۵۱,۶۶	۹,۹۸	۶۴,۵۹
۸,۰۳	۵۱,۶۶	۷,۹۷	۵۱,۶۷	۶,۰۲	۳۸,۷۴	۷,۹۸	۵۱,۶۷
۶,۰۳	۳۸,۷۴	۵,۹۷	۳۸,۷۵	۴,۰۲	۲۵,۸۳	۵,۹۸	۳۸,۷۵
۴,۰۳	۲۵,۸۳	۳,۹۷	۲۵,۸۳	۲,۰۲	۱۲,۹۲	۳,۹۸	۲۵,۸۳
۲,۰۳	۱۲,۹۲	۱,۹۷	۱۲,۹۲	۰,۰۲	۰,۰۰	۱,۹۸	۱۲,۹۲
۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰	۰,۰۰		۰,۰۰	۰,۰۰
۰,۹QDEYN		۰,۹QDEYP		۱,۱QGEYN		۱,۱QGEYP	
Displ.	Base Force	Displ.	Base Force	Displ.	Base Force	Displ.	Base Force
cm	tonf	cm	tonf	cm	tonf	cm	tonf
۳۵,۱۳	۱۳۸,۱۰	۳۴,۸۷	۱۳۹,۸۲	۳۵,۱۶	۱۳۷,۵۴	۳۴,۸۴	۱۴۰,۶۳
۳۳,۸۴	۱۳۷,۰۱	۳۴,۲۰	۱۳۹,۲۶	۳۴,۸۸	۱۳۷,۲۹	۳۳,۶۴	۱۳۹,۶۱
۳۰,۹۹	۱۳۴,۵۴	۳۲,۴۵	۱۳۷,۷۷	۳۳,۱۳	۱۳۵,۷۵	۳۱,۸۹	۱۳۸,۱۲
۲۹,۲۴	۱۳۳,۰۰	۳۰,۷۰	۱۳۶,۲۸	۳۱,۳۸	۱۳۴,۲۱	۳۰,۱۴	۱۳۶,۶۳
۲۷,۴۹	۱۳۱,۴۵	۲۸,۹۵	۱۳۴,۷۴	۲۹,۶۳	۱۳۲,۶۶	۲۶,۷۷	۱۳۳,۷۲
۲۵,۷۴	۱۲۹,۹۱	۲۷,۲۰	۱۳۳,۲۱	۲۶,۷۲	۱۳۰,۰۳	۲۵,۰۲	۱۳۲,۱۰
۲۳,۴۵	۱۲۷,۷۳	۲۴,۴۱	۱۳۰,۵۹	۲۴,۹۷	۱۲۸,۴۰	۲۲,۴۱	۱۲۹,۵۴
۲۰,۳۹	۱۲۴,۳۲	۲۲,۶۶	۱۲۸,۸۵	۲۲,۷۹	۱۲۶,۱۳	۲۰,۶۶	۱۲۷,۴۶
۱۸,۳۵	۱۲۱,۲۱	۲۰,۴۵	۱۲۶,۵۶	۲۱,۰۴	۱۲۳,۹۸	۱۸,۱۹	۱۲۳,۷۵
۱۶,۴۹	۱۱۷,۵۹	۱۸,۴۲	۱۲۳,۴۸	۱۸,۲۰	۱۱۹,۹۴	۱۶,۴۳	۱۱۹,۷۴
۱۴,۵۴	۱۱۲,۱۴	۱۶,۳۱	۱۱۸,۷۲	۱۶,۳۵	۱۱۶,۲۶	۱۴,۱۷	۱۱۳,۱۹
۱۲,۴۱	۱۰۲,۸۳	۱۴,۳۰	۱۱۳,۱۴	۱۴,۳۳	۱۱۱,۰۴	۱۲,۲۵	۱۰۴,۴۶
۱۰,۶۳	۹۰,۲۹	۱۲,۳۶	۱۰۴,۷۶	۱۲,۳۷	۱۰۳,۰۷	۱۰,۴۹	۹۱,۶۳
۸,۸۸	۷۵,۲۹	۱۰,۵۹	۹۲,۲۴	۱۰,۵۶	۸۹,۴۴	۱۰,۳۴	۹۰,۳۵
۷,۱۳	۶۰,۲۳	۱۰,۳۷	۹۰,۳۵	۸,۹۱	۷۵,۲۹	۸,۵۹	۷۵,۲۹
۵,۳۸	۴۵,۱۷	۸,۶۲	۷۵,۲۹	۷,۱۶	۶۰,۲۳	۶,۸۴	۶۰,۲۳
۳,۶۳	۳۰,۱۲	۶,۸۷	۶۰,۲۳	۵,۴۱	۴۵,۱۷	۵,۰۹	۴۵,۱۷

فصل اول	مطالعات ارزیابی آسیب پذیری و بهسازی لرزه ای سازه	دی ماه ۹۴
---------	--	-----------

۱,۸۸	۱۵,۰۶	۵,۱۲	۴۵,۱۸	۳,۶۶	۳۰,۱۲	۳,۳۴	۳۰,۱۲
۰,۱۳	۰,۰۰	۳,۳۷	۳۰,۱۲	۱,۹۱	۱۵,۰۶	۱,۵۹	۱۵,۰۶
		۱,۶۲	۱۵,۰۶	۰,۱۶	۰,۰۰	۰,۱۶	۰,۰۰
		۰,۱۳۴	۰				



کنترل دریفت طبقات در لحظه تغییر مکان هدف با حداکثر آن طبق بند ۳-۱۲-۲ استاندارد ۹۳-۲۸۰۰

STORY	LOAD	UX (cm)	LOAD	UY (cm)	H (cm)	Drift $X < (1,2 \times 1,25)$	Drift $Y < (1,2 \times 1,25)$
STORY ۵	۰,۹QDEXN Min	۳۲,۵۷	۰,۹QDEYN Max	۲۷,۹۵	۳۴۲	۰,۰۲۷	۰,۰۱۹
STORY ۴	۰,۹QDEXN Min	۲۳,۱۸	۰,۹QDEYN Max	۲۱,۵۲	۳۴۲	۰,۰۲۱	۰,۰۲۰
STORY ۳	۰,۹QDEXN Min	۱۵,۹۳	۰,۹QDEYN Max	۱۴,۶۷	۳۴۲	۰,۰۱۹	۰,۰۱۹
STORY ۲	۰,۹QDEXN Min	۹,۲۹	۰,۹QDEYN Max	۸,۱۸	۳۴۲	۰,۰۱۷	۰,۰۱۶
STORY ۱	۰,۹QDEXN Min	۳,۶۱	۰,۹QDEYN Max	۲,۸۶	۳۶۳	۰,۰۱۰	۰,۰۰۸
STORY ۵	۰,۹QDEXP Max	۳۲,۵۱	۰,۹QDEYP Min	۲۷,۶۷	۳۴۲	۰,۰۲۷	۰,۰۱۸
STORY ۴	۰,۹QDEXP Max	۲۳,۱۶	۰,۹QDEYP Min	۲۱,۴۵	۳۴۲	۰,۰۲۱	۰,۰۱۹
STORY ۳	۰,۹QDEXP Max	۱۵,۹۷	۰,۹QDEYP Min	۱۴,۸۱	۳۴۲	۰,۰۱۹	۰,۰۱۹
STORY ۲	۰,۹QDEXP Max	۹,۳۴	۰,۹QDEYP Min	۸,۳۲	۳۴۲	۰,۰۱۷	۰,۰۱۶
STORY ۱	۰,۹QDEXP Max	۳,۶۴	۰,۹QDEYP Min	۲,۹۲	۳۶۳	۰,۰۱۰	۰,۰۰۸
STORY ۵	۱,۱QGEYN Min	۳۲,۵۵	۱,۱QGEYN Max	۲۷,۹۹	۳۴۲	۰,۰۲۸	۰,۰۱۹
STORY ۴	۱,۱QGEYN Min	۲۳,۰۹	۱,۱QGEYN Max	۲۱,۵۴	۳۴۲	۰,۰۲۱	۰,۰۲۰
STORY ۳	۱,۱QGEYN Min	۱۵,۷۹	۱,۱QGEYN Max	۱۴,۶۹	۳۴۲	۰,۰۱۹	۰,۰۱۹
STORY ۲	۱,۱QGEYN Min	۹,۱۵	۱,۱QGEYN Max	۸,۲۰	۳۴۲	۰,۰۱۶	۰,۰۱۶
STORY ۱	۱,۱QGEYN Min	۳,۵۲	۱,۱QGEYN Max	۲,۸۷	۳۶۳	۰,۰۱۰	۰,۰۰۸
STORY ۵	۱,۱QGEYP Min	۳۲,۵۲	۱,۱QGEYP Min	۲۷,۶۴	۳۴۲	۰,۰۳۰	۰,۰۱۸
STORY ۴	۱,۱QGEYP Min	۲۲,۰۹	۱,۱QGEYP Min	۲۱,۴۵	۳۴۲	۰,۰۱۸	۰,۰۱۹
STORY ۳	۱,۱QGEYP Min	۱۵,۸۵	۱,۱QGEYP Min	۱۴,۸۳	۳۴۲	۰,۰۱۹	۰,۰۱۹
STORY ۲	۱,۱QGEYP Min	۹,۲۲	۱,۱QGEYP Min	۸,۳۴	۳۴۲	۰,۰۱۷	۰,۰۱۶
STORY ۱	۱,۱QGEYP Min	۳,۵۵	۱,۱QGEYP Min	۲,۹۳	۳۶۳	۰,۰۱۰	۰,۰۰۸