



بررسی کارایی ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ در بهبود عملکرد ساختمانهای

با نسبت فرکانس مد پیچشی به انتقالی کم

سید علی حاج سید تقی^۱، دکتر عبدالرضا سروقد مقدم^۲

(دریافت: خرداد ۸۸، پذیرش: آذر ۸۸)

چکیده

در این مقاله با استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی، رفتار لرزه ای چند مدل ساختمانی که دارای سختی پیچشی کم هستند، تحت اثر شتاب نگاشت زلزله بررسی می شود. معیار بررسی، نسبت تغییر مکان جانبی سازه (Drift) است. شایان ذکر است که نسبت تغییر مکان جانبی سازه، شاخص مناسبی برای خرابی اعضای سازه ای و غیر سازه ای به طور مقایسه ای است، لذا ایمنی سازه بر اساس این معیار تعریف می شود. نتایج این بررسی مبین آن است که ضوابط پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ برای سازه هایی که به روش استاتیکی خطی معادل، تحلیل می شوند، در مواردی، ایمنی کافی در برابر زلزله را برای سازه های نرم پیچشی تامین نمی نماید، لذا تحلیل استاتیکی معادل برای سازه های نرم پیچشی همواره روش مناسبی نیست. در این تحقیق با بررسی پارامترهای پاسخ تحلیل های دینامیکی غیر خطی، علت این امر مشخص شده است.

کلمات کلیدی

نسبت جابجایی طبقه، سختی پیچشی کم و زیاد، خروج از مرکزیت، تحلیل استاتیکی معادل، تحلیل دینامیکی غیر خطی، مرکز جرم و سختی، لبه سخت و نرم

Efficiency of Standard 2800 Provisions for Buildings with Low Torsional to Translational Modal Frequencies Ratio

S.A.Seyedtaghia, A.S.Moghadam

ABSTRACT

This paper presents seismic behavior of several buildings with low torsional stiffness. The performance criterion is story drift ratio, as story drift ratio is an appropriate damage index for structural and non-structural elements comparably. Therefore, the safety of structure is defined by mentioned criterion. This study illustrates that the proposed provisions of standard 2800 of Iran for linear equivalent static analysis do not generally satisfy sufficient safety for low torsional stiffness structures. Therefore, linear equivalent static analysis in its present form is inadequate for low torsional stiffness structures.

Keywords

Story, Low & High Torsional Stiffness, Eccentricity, Static Equivalent Analysis, Nonlinear Dynamic Analysis, Center of Mass and Rigidity, Stiff and Flexible Edge

۱. دانشجوی دکتری مهندسی عمران گرایش سازه و زلزله - دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات، ali.taghia@yahoo.com

۲. استادیار پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، moghadam@iiees.ac.ir



سازه های سخت پیچشی لبه نرم و سخت به ترتیب تغییر مکان بیشتر و کمتری را نسبت به حالتی که کل سختی به طور یکنواخت توزیع شده باشد تجربه می کنند. این سازه ها به خروج از مرکزیت جرم نسبت به مرکز سختی و زلزله ورودی حساسیت کمتری دارند. رفتارانتقالی رفتار غالب در مد اول این سازه ها می باشد [۱۰].

در سال ۱۹۵۸ بر اساس تحقیقات Housner & Outinen [7] نشان داده شد که در روش آنالیز استاتیکی که در آن نیروهای لرزه ای به شکل بارهای ثابت در مرکز جرم طبقات سازه قرار داده می شوند، نیروها برای طراحی ساختمانهای نامتقارن متداول به میزان قابل توجهی دست پایین می باشند. همچنین آنها نشان دادند که روش استاتیکی معادل که متداولترین روش طراحی در بین مهندسی می باشد، با افزایش خروج از مرکزیت دقت و اعتبار خود را از دست می دهد. اما مدت زمانی بعد این روشها بوسیله Rosenbluet [4] و همکارانش اصلاح شدند. آنها دو مفهوم ضریب تشدید دینامیکی و خروج از مرکزیت دینامیکی و خروج از مرکزیت استاتیکی (فاصله مرکز جرم از مرکز سختی) را معرفی کردند. خروج از مرکزیت دینامیکی برابر با نسبت لنگر پیچشی به برش پایه سازه تعریف شد. با کالیبراسیون نتایج آنالیزهای استاتیکی با آنالیزهای دینامیکی، به ویژه آنالیزهای دینامیکی طیفی میزان خروج از مرکزیت طراحی برای سمت نرم سازه افزایش و برای سمت سخت کاهش داده شد.

Kan & Chopra در سال ۱۹۷۷ برای اولین بار به بررسی رفتار غیر خطی سازه متقارن یک طبقه با نامتقارنی یک طرفه پرداختند [۱۲]. در این مطالعه رفتار غیر خطی المانها به صورت الاستوپلاستیک کامل در نظر گرفته شد و مقاومت جاری شدن المانها متناسب با سختی آنها فرض شد و با این فرضیات مدل چند المانی به مدل یک المانی تبدیل شد. این مدل به صورت تک ستونی بود که در مکانی با خروج از مرکزیت، نسبت به مرکز جرم سازه به دیافراگم طبقه متصل شده بود. این مدل تحت اثر زلزله ۱۹۴۰ السترو، مورد آنالیز قرار گرفت. در این مدل با

آسیب پذیری بیشتر سازه های نامتقارن در مقابل بارهای لرزه ای سبب شده تا نحوه رفتار این گونه سازه ها مورد توجه محققین قرار داشته باشد. اما وابستگی رفتار این سازه ها به متغیرهای متنوع و فرضیات اولیه مطالعات سبب شده تا همچنان با گسترش دانش مهندسی زلزله و نیازهای جدید آن رفتار این سازه ها همچنان مورد توجه محققین قرار داشته باشند.

اصولاً سازه ها به لحاظ سختی پیچشی، به دو دسته سازه های با سختی پیچشی کم^۱ و زیاد^۲ تقسیم می شوند.

سازه های با نسبت فرکانس مد پیچشی به انتقالی (Ω_R) کم یا زیاد را به ترتیب سازه های نرم^۳ یا سخت پیچشی^۴ نامند. سازه های نرم پیچشی اصولاً دارای سختی پیچشی کم بوده، از این رو اثرات خروج از مرکزیت جرم، سختی و مولفه پیچشی زلزله سبب افزایش پاسخ نیرو، شتاب و تغییر مکان در عناصر بار بر جانبی سازه خصوصاً لبه های انتهایی می گردد. لبه انتهایی دورتر و نزدیکتر به مرکز سختی را به ترتیب لبه نرم^۵ و لبه سخت^۶ نامند. برای سازه ها با رفتار غیر-خطی بدلیل ایجاد مفاصل پلاستیک در اعضا سختی پیچشی موجود کاهش می یابد. بنابراین اثرات مذکور شدیدتر است. در رفتار ارتجاعی این سازه ها هر دو لبه نرم و سخت تغییر مکان بیشتری را نسبت به حالتی که کل سختی به طور یکنواخت توزیع شده باشد تجربه می کنند. این سازه ها به خروج از مرکزیت مرکز جرم نسبت به مرکز سختی^۷ و زلزله ورودی حساس ترند. در این سازه ها رفتار پیچشی رفتار غالب در مد اول سازه می باشد. بنابراین سازه های نرم پیچشی توجه بیشتری را می طلبند. در رفتار ارتجاعی

¹ Low torsional stiffness

² Significant torsional stiffness

³ Torsionally flexible structures- $\Omega_R < 1$

⁴ Torsionally stiff structures- $\Omega_R > 1$

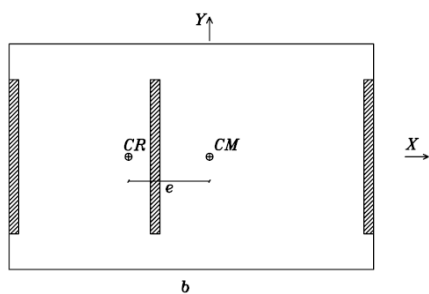
⁵ Flexible edge

⁶ Stiff edge

⁷ Eccentricity



(۱) بصورت توپیر نمایش داده شده است. مرکز سختی^۲ که در محدوده الاستیک همان مرکز نیروهای مقاوم است دارای خروج از مرکزیت نسبت به مرکز جرم است، با پارامتر e نشان داده می شود و مرکز سختی با نماد CR تعریف شده است. برآیند نیروی اینرسی ناشی از زلزله تقریباً در مرکز جرم اثر می کند و سبب می شود که سازه حول مرکز سختی بچرخد.



شکل (۱): نمونه ای از مدل پیشنهادی

Humar و همکاران در سال ۲۰۰۳ با استفاده از تعاریف بالا، ضوابط پیچش مندرج در آیین نامه های NBCC1995 [14] و متن پیشنهادی NBCC200 [15] را مورد بحث قرار دادند [10].

آیین نامه NBCC1995 [14] اثر پیچش را از طریق تحلیل استاتیکی مدل سازه ای که در آن نیروی زلزله در فاصله e نسبت به مرکز سختی قرار می گیرد، منظور می کند. برای به حساب آوردن امکان تشدید پیچش ناشی از طبیعت دینامیکی پاسخ و همچنین اثر پیچش اتفاقی، خروج از مرکزیت طراحی e_d فرض می شود که در محدوده رابطه های زیر تغییر کند:

$$e_{d1} = 1.5e + 0.1b \quad (1)$$

$$e_{d2} = 0.5e - 0.1b \quad (2)$$

که در آن b بعد مدل سازه در امتداد عمود بر زلزله است. عناصر مقاوم سازه ای برای نیروی زلزله که در فاصله e_{d1} یا e_{d2} نسبت به مرکز سختی واقع اند، طراحی می شوند. معمولاً e_{d1} و e_{d2} به ترتیب طراحی عناصر لبه نرم

استفاده از سطح جاری شدن دایره ای، بر اساس برش و لنگر پیچشی که حول مرکز مقاومت بر سیستم عمل می کرد، سیستم چند المانی به شکل یک سیستم تک المانی مدل شد. در این مدل اثر کوپل پیچشی با جابجایی مرکز جرم و دوران کف حول محور عمودی مدلسازی شد. Kan & Chopra نتیجه گرفتند که تاثیر کوپل پیچشی در محدوده غیر خطی به میزان قابل توجهی به نسبت فرکانس غیر همبسته پیچشی به انتقالی بستگی دارد. آنها متوجه شدند که برای سازه ها با نسبت فرکانسهای ناهمبسته بزرگتر از ۲ تاثیر کوپل پیچشی و تغییر شکل ستون با افزایش خروج از مرکزیت افزایش می یابد، اما برای سازه ها با نسبت فرکانسی ناهمبسته کوچکتر از ۲ تاثیر کوپل پیچشی پیچیده می باشد و فرم سیستماتیکی از خود نشان نمی دهد. در این حالت پس از جاری شدن اولیه، سازه بیشتر گرایش به جاری شدن در مود اول انتقالی داشته و مانند سیستم یک درجه آزاد انتقالی عمل می کند.

Irvine & Kountouris در سال ۱۹۸۰ به بررسی رفتار غیر خطی ساختمان یک طبقه که در یک جهت نامتقارن بوده و دارای دو المان مشابه در جهت تاثیر رکورد زلزله بود، پرداختند [۱۱]. خروج از مرکزیت در این مدل بوسیله جا به جا کردن مرکز جرم ایجاد شده بود. آنها در این مطالعه به این نتیجه رسیدند که حداکثر تقاضای شکل پذیری در بحرانی ترین المان نسبت به میزان خروج از مرکزیت و نسبت فرکانس غیرهمبسته حساس نمی باشد.

بیشتر مطالعات انجام شده در خصوص مبحث پیچش براساس مطالعه پاسخ الاستیک مدل سازه های یک طبقه استوارست. شکل (۱) نمونه ای از مدل پیشنهادی برای مطالعه رفتار در پیچش را نشان می دهد. در این مدل تمام جرم سازه در تراز کف طبقه توزیع شده است. مبدا مختصات در مرکز جرم طبقه^۱ تعریف شده است و با نماد CM نشان داده می شود. عناصر مقاوم جانبی در شکل

² Center of stiffness

¹ Center of mass



β بزرگتر از ۱/۷ استفاده از تحلیل دینامیکی را الزام می نماید.

برای سازه هایی که تحلیل استاتیکی معادل برای آنها مجاز است خروج از مرکزیت طراحی به صورت زیر تعریف می شود:

$$e_{d1} = e + 0.1b \quad (4)$$

$$e_{d2} = e - 0.1b \quad (5)$$

رابطه های (۴) و (۵) نسبت به رابطه های (۱) و (۲) در عین مناسب بودن، محافظه کاری کمتری دارند. همچنین نیازی به دانستن مرکز سختی در کاربرد رابطه های (۴) و (۵) نیست و همین امر به سهولت محاسبات کمک شایانی می کند. Crisafulli و همکاران در سال ۲۰۰۴ با بررسی اثرات پیچش در سازه ها، یک روش تکراری برای طراحی ارائه دادند. در این روش سعی شده بود تا با تاکید بر خروج از مرکزیت مرکز مقاومت، میزان شکل پذیری سازه بر اساس ظرفیت شکل پذیری المان بحرانی کاهش داده شود. آنها برای بررسی روش پیشنهادی از مدل یک طبقه با ۴ المان در جهت نامتقارن و ۳ المان در جهت متقارن استفاده کردند [۱۳].

Ghersi & Rossi در سال ۲۰۰۶ به بررسی تاثیر روش طراحی بر پاسخ سیستمهای نامتقارن در دو جهت پرداختند. مطالعات آنها بر روی سازه های یک طبقه انجام شد. آنها نتیجه گرفتند که بهترین روش طراحی برای ترکیب پاسخهای بدست آمده از آنالیز هر جهت، روش SRSS است. همچنین استفاده از خروج از مرکزیت طراحی مشابه UBC 97 [18] در سازه های نرم پیچشی تاحدودی غیر محافظه کارانه و در سازه های سخت پیچشی محافظه کارانه می باشد [6].

استاندارد زلزله ۲۸۰۰ [۳] با اعمال نیروی زلزله در مرکز جرم ساختمان (در تحلیل استاتیکی خطی معادل) و جابجایی مرکز جرم به مقدار پیچش اتفاقی، اثرات خروج از مرکزیت را معادل سازی می کند. این استاندارد در سازه های نرم پیچشی با تعریف ضریب تشدید A_r که

و سخت را کنترل می کنند. عبارت 0.1b در رابطه های (۱) و (۲) برای به حساب آوردن پیچش اتفاقی منظور شده است.

مطالعات انجام شده نشان می دهد که پاسخ پیچشی سازه های چند طبقه که در آن مراکز جرم و سختی در طبقات روی دو خط جداگانه قرار دارند مشابه با سازه های یک طبقه ای است که دارای همان خروج از مرکزیت جرم نسبت به مرکز سختی می باشند [۸ و ۹].

ویرایش جدید آیین نامه NBCC2005 [15] استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل را به سازه های سخت پیچشی محدود کرده است. پارامتر Ω_R کمیت مناسبی برای اندازه گیری سختی پیچشی است لیکن تعیین آن با دشواریهای محاسباتی همراه است. ویرایش NBCC2005 [15] برای دیافراگم های صلب پارامتر β را بعنوان جایگزینی برای پارامتر Ω_R بکار می برد و برای β بزرگتر از ۱/۷ سازه را نرم پیچشی تعریف می کند. پارامتر β با محاسبه نسبت β_x برای تراز هر طبقه x در دو جهت عمود بر هم بدست می آید.

$$\beta_x = \frac{\delta_{\max}}{\delta_{\text{ave}}} \quad (3)$$

که در آن δ_{\max} بیشینه تغییر مکان در تراز طبقه x در جهت اعمال زلزله به روش تحلیل استاتیکی معادل است. نیروی زلزله در نقطه ای به فاصله $\pm 0.1b$ از مرکز جرم در هر طبقه اثر می کند که در آن b بعد طبقه در امتداد عمود بر زلزله است. δ_{ave} میانگین تغییر مکان در تراز طبقه x در جهت اعمال زلزله به روش تحلیل استاتیکی معادل می باشد. نسبت β حداکثر مقادیر β_x در دو جهت عمود بر هم در تمام طبقات تعیین می گردد. در تعیین β مقدار β_x برای خرپشته با وزن کمتر از ۱۰٪ وزن بام محاسبه نمی شود.

تعیین مقادیر δ_{\min} و δ_{\max} نیاز به تحلیل استاتیکی معادل سه بعدی دارد. آیین نامه NBCC2005 [15] برای



در پیچش اتفاقی ضرب می شود تلاش دارد با افزایش مقاومت و سختی در عناصر باربر لرزه ای اثرات پیچش را کاهش دهد.

این تحقیق نشان می دهد که این ضوابط کافی نیست و کاربرد روش استاتیکی خطی معادل در سازه های نرم پیچشی می تواند ایمنی سازه را تهدید نماید.

در این مقاله ابتدا مدل های ساختمانی که مورد مطالعه قرار گرفته است معرفی شده، سپس تحلیل های دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی برای هر مدل تحت اثر شتابنگاشت زلزله انجام می گیرد و ضمن مقایسه رفتار مدل ها، علت ضعف ضوابط آیین نامه ای تجزیه و تحلیل می گردد.

۳- مشخصات مدل های ساختمانی

پلان معماری ساختمان مورد مطالعه در شکل (۲) نشان داده شده است. این ساختمان دارای چهار طبقه و در پلان و ارتفاع منظم می باشد. ابعاد پلان ۲۵×۱۰ متر بوده و ارتفاع طبقات ۳ متر است. ساختمان در جهت X متقارن بوده و نوع سیستم سازه ای آن قاب مهار بندی شده هم محور فولادی (CBF) مطابق استاندارد [۳] ۲۸۰۰ می باشد. مهاربندها در امتداد محورهای ۳ و ۴ قرار دارند. وضعیت استقرار مهاربندها، ساختمان را در ردیف سازه های نرم پیچشی قرار می دهد. ساختمان دارای سه قاب فولادی خمشی (با شکل پذیری متوسط مطابق استاندارد [۳] ۲۸۰۰) در جهت Y برای مقاومت در برابر بارهای جانبی می باشد (شکل ۳).

ساختمان بعنوان یک سازه مسکونی با سقف صلب در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد بر روی زمین نوع II مطابق استاندارد [۳] ۲۸۰۰ در نظر گرفته شده و بر اساس مقررات ملی ساختمان ایران- مبحث ششم [۱]، بارگذاری شده است. خروج از مرکزیت اولیه در این ساختمان بصورت پیچش اتفاقی برابر ۵٪ بعد ساختمان در امتداد عمود بر زلزله در دو جهت مخالف منظور شده است. تحلیل مدل به روش استاتیکی معادل و طراحی آن بر اساس مقررات

ملی ساختمان ایران- مبحث دهم [۲]، استاندارد [۳] ۲۸۰۰ آیین نامه UBC 97 [18] و NEHRP [16] صورت گرفته است. برای سهولت در ارجاع ساختمان از عناوین MXMXM-N, BXB-N دهنده قاب مهاربندی شده، حرف M معرف قاب مقاوم خمشی و حرف N تعداد طبقات را نشان می دهد. X فاصله بین قابها بر حسب متر است. عنوان مورد بحث صرفاً برای معرفی سیستم لرزه بر ساختمان در امتداد تاثیر زلزله بکار می رود. به عنوان مثال اگر تاثیر زلزله در امتداد X برای ساختمان مورد مطالعه مد نظر باشد آن را B5B-4 نامیده و برای امتداد Y عنوان M5M5M-4 بکار برده می شود. در این مطالعه موردی تاثیر زلزله در امتداد X مد نظر است. به اقتضای کار اصلی تحقیق ممکن است نحوه شماره گذاری مورد بحث برای پوشش سایر سیستمهای سازه ای و نوع اسکلت (فولادی- بتنی) مورد تجدید نظر قرار گیرد. نرم افزار مورد استفاده برای تحلیل و طراحی مدل، ETABS2000 می باشد.

پس از تحلیل اولیه مدل با محاسبه تغییر مکانهای لبه های نرم و سخت مشخص می شود که حداکثر تغییر مکان نسبی در انتهای ساختمان با احتساب پیچش اتفاقی بیشتر از ۲۰ درصد با متوسط تغییر مکان نسبی دو انتهای ساختمان در آن طبقه در امتداد X اختلاف دارد (کنترل بند ۸-۱-۱-۱-ث استاندارد زلزله [۳] ۲۸۰۰). بنابراین مطابق بند ۳-۲-۳-۱۰-۳ همان استاندارد محاسبه ضریب A_j ضرورت دارد.

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{\max}}{1.2\Delta_{\text{ave}}} \right)^2, \quad 1 \leq A_j \leq 3 \quad (۶)$$

که در رابطه (۶):

Δ_{\max} حداکثر تغییر مکان در طبقه J و Δ_{ave} میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه J می باشد. این مطلب با توجه به سختی کم پیچشی ساختمان در امتداد X قابل توجیه است. برای امتداد X مقدار A_j عدد بیشینه ۳ بدست می آید. بنابراین مطابق بند یاد شده، خروج از



تحقیقات PEER¹ استخراج شده است. زلزله های انتخابی بر روی خاک نوع II به وقوع پیوسته اند از آنجا که برای

جدول (۱): تغییر مکانهای لبه های نرم و سخت و

X در امتداد A_r محاسبه

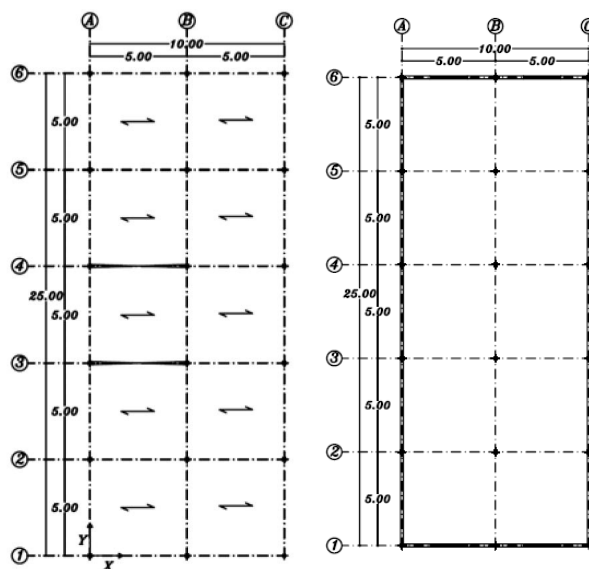
شماره طبقه	لبه سخت Δ_{min}	لبه نرم Δ_{max}	Δ_{ave}	A_r
4	-5.28	23.52	9.12	4.62
3	-3.92	17.90	6.99	4.55
2	-2.33	11.41	4.54	4.39
1	-0.6	4.76	2.08	3.64

اعداد به میلیمتر است.

که برای منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد به استناد استاندارد ۲۸۰۰ [۳] مقدار PGA برابر 0.35g است، زلزله هایی گزینش شده اند که PGA نزدیک به 0.35g داشته باشند تا اثرات وابستگی محتوای فرکانسی زلزله به PGA رعایت

شده باشد. سعی شده است الزامات استاندارد ۲۸۰۰ [۳] در خصوص انتخاب رکورد ها، مراعات گردد. مدت جنبش قوی زمین بر اساس پارامتر I_a برای ۷ رکورد نامبرده محاسبه شده و ضوابط آئین نامه تقریباً در این خصوص تامین گردیده است (حداقل مدت زمان حرکت شدید زمین بیشترین ۱۰ ثانیه یا سه برابر زمان تناوب اصلی سازه است).

مرکزیت اتفاقی (۵٪) در عدد ۳ ضرب شده است. در جدول (۱) تغییر مکان لبه های نرم و سخت در امتداد X و نحوه محاسبه ضریب A_r آورده شده است. بر اساس خروج از مرکزیت جدید، مدل مجدداً تحلیل شده و بر اساس نیروها و تغییر مکانهای حاصل از آن اقدام به طراحی دوباره می شود. ساختمان مذکور برای سه خروج از مرکزیت ۰ و ۰/۰۵ و ۰/۱۵ تحلیل و طراحی می گردد. سپس مدل های طراحی شده حاصل در تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی برای تاثیر زلزله در امتداد X بکار می رود.



شکل (۳): معرفی سیستم

شکل (۲): پلان

۴- شتابنگاشت های زلزله و نرم افزار برای تحلیل

غیر خطی دینامیکی

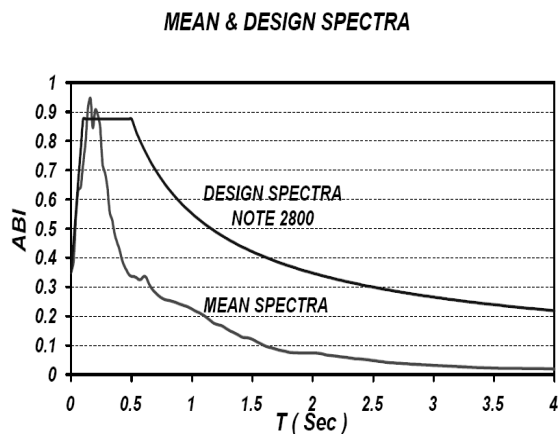
از آنجا که پاسخ سازه به زلزله ورودی، خصوصاً در تحلیل دینامیکی غیر خطی بسیار حساس است برای کاهش عدم قطعیت و برآورد آماری بهتر یک مجموعه شامل ۷ شتابنگاشت از بین مولفه های افقی شتابنگاشتهای زلزله ها به عنوان بارگذاری ورودی انتخاب می شود، کلیه نتیجه گیری های این تحقیق برای خاک نوع II و پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد قابل اعتبار است. زلزله های انتخابی از بانک زمین لرزه ای حرکت قوی مرکز

¹Pacific Earthquake Engineering Research Center(peer)

²Arias intensity



PGA شتابنگاشت یاد شده به 0.35g همپایه شده است. نرم افزار مورد استفاده برای تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی دینامیکی SAP2000 می باشد.



شکل (۴): طیف میانگین حاصل از ۷ شتابنگاشت و طیف طرح ۲۸۰۰

جدول (۲) مشخصات شتابنگاشتهای زلزله های انتخابی را نشان می دهد. برای اطمینان از اینکه زلزله های انتخابی با مناطق لرزه خیزی ایران سازگاری مطلوبی داشته باشند (ساختگاههای شتاب نگاشت ها باید به لحاظ ویژگی های زمین شناسی، تکتونیکی، لرزه شناسی و به خصوص مشخصات لایه های خاک با زمین نوع II ایران تا حد امکان مشابهت داشته باشند). پس از همپایه کردن هر یک از شتابنگاشتها به 0.35g طیف پاسخ شتاب هر یک از این ۷ زلزله را برای میرایی ۵٪ محاسبه نموده و میانگین گیری می شود. میانگین حاصله را با طیف طرح^۱ استاندارد ۲۸۰۰ [۳] مقایسه می گردد. به استناد شکل (۴) سازگاری خوبی بین نتایج مشهود است. آنچه در خصوص ۷ زلزله در تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی گفته شد مبنای کار اصلی تحقیق است، لیکن در مطالعه مورد بحث صرفا از یک شتابنگاشت استفاده شده است که مربوط به رویداد زلزله منجیل می باشد.

جدول(۲) : مشخصات شتابنگاشتهای زلزله های انتخابی

شماره	زمین لرزه	ایستگاه	تاریخ	بزرگا	فاصله از چشمه (Km)	PGA (g)	Effective Duration(s)
1	Northridge	24087 Arleta Nordhoff Fire Sta	1994/1/17	6.7	9.2	0.344	12.98
2	Northridge	24400 LA – Obregon park	1994/1/17	6.7	37.9	0.355	10.92
3	Northridge	90014 Beverly Hills -12520 Mulhol	1994/1/17	6.7	20.8	0.314	8.66
4	Victoria Mexico	6604 Cerro Prieto	1980/6/9	-	-	0.304	8.55
5	N.Palm Springs	12149 Desert Hot Springs	1986/7/8	6	8	0.331	6.55
6	N.Palm Springs	5071 Morongo Valley	1986/7/8	6	10.1	0.395	5.73
7	Whittier Narrows	24400 LA – Obregon park	1987/10/4	5.3	-	0.374	5.25

۵- فرضیات طراحی در تحلیل غیر خطی دینامیکی

الف- اثر خروج از مرکزیت ناشی از پیچش اتفاقی با دادن جرم خطی اضافی به یک لبه مدل تامین می شود. مقدار جرم خطی به گونه ای اختیار شده است که مرکز جرم به اندازه ۵٪ بعد پلان در امتداد عمود بر زلزله جابجا گردد. شکل (۵) مقادیر جرم خطی اختصاص داده شده به تیرها در یک لبه را نشان می دهد.

A	B	C
172	172	
237	237	
238	238	
238	238	

شکل (۵): مقادیر جرم خطی در قاب محور ۱

برحسب واحد Kg/m

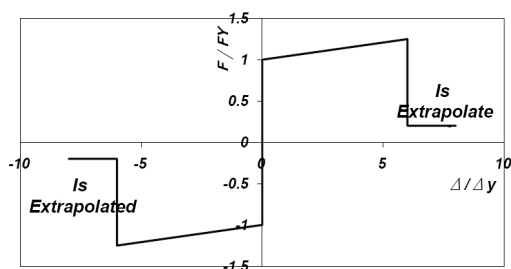
ب- در کلیه تحلیل‌های غیر خطی، میرایی در زمانهای تناوب ۱/۰ و ۱ ثانیه برابر ۰/۰۵ در نظر گرفته شده است. در سایر زمانهای تناوب با فرض آنکه میرایی ترکیب خطی از جرم و سختی است بطور خودکار توسط نرم افزار SAP2000 محاسبه می شود

($\beta=1.447E-3$, $\alpha=0.5712$). نحوه محاسبه میرایی برای سایر زمانهای تناوب به صورت رابطه (۷) می باشد [۱۷].

$$\xi_n = \frac{\alpha + \beta \omega_n^2}{2\omega_n}, \omega_n = \frac{2\pi}{T_n} \quad (7)$$

ج- به دو انتهای تیرها مفصل پلاستیک نوع M3 (خمش حول محور قوی پروفیل)، به دو انتهای ستونها مفصل پلاستیک نوع P-M2-M3 (نیروی محوری-خمش حول محور ضعیف و قوی پروفیل) و به وسط مهاربندها مفصل نوع P (نیروی محوری) مطابق مقادیر پیش فرض برنامه بر اساس استاندارد FEMA356 [5] اختصاص داده شده

است. شکل (۶) رابطه نیرو تغییر مکان را برای مهاربند تیب نشان می دهد.



شکل (۶): نمودار نیرو تغییر مکان برای مهاربند

د- نوع تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی به روش انتگرال گیری مستقیم است.

ه- گام زمانی در تحلیل ۰/۰۰۱s اختیار شده است. تعداد گامها برابر زمان زلزله تقسیم بر گام زمانی است (اینجا ۹۵۸۰ گام).

و- اثر غیر خطی هندسی P-Δ در تحلیل دیده شده است.

ز- در ابتدا تحلیل سازه برای بار ثقلی صورت گرفته و تحلیل بار لرزه ای از آخرین گام تحلیل بار ثقلی آغاز می شود.

در تحلیل هر مدل ۷ زلزله انتخابی به کار برده شده و پاسخ هر کمیت خواسته شده، برابر میانگین بیشینه پاسخ های حاصل از ۷ بار تحلیل مدل اختیار می شود.

پاسخ مورد نظر در تحلیل سازه ها نسبت تغییر مکان طبقه است (نسبت تغییر مکان نسبی به ارتفاع طبقه یا Drift).

نسبت تغییر مکان میانگین حداکثر در لبه های نرم و سخت در طبقات محاسبه می گردد. حال ضریب A_r به نحوی اصلاح یا مورد بازنگری قرار می گیرد که تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی مدل هایی که با ضریب A_r ، تحلیل استاتیکی معادل و سپس طراحی شده اند به نسبت تغییر مکان میانگین حداکثری در لبه های نرم و سخت منجر شود که کمتر از مقادیر مجاز استاندارد ۲۸۰۰ [۳] در این خصوص باشد.

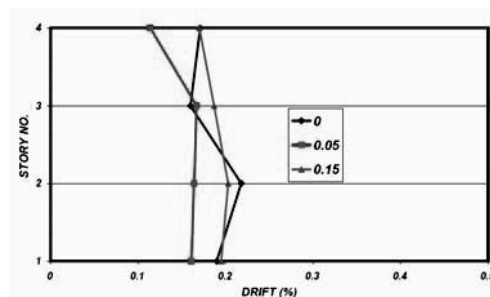


همچنین هدف بررسی رفتار ساختمان در امتداد X است. از این رو زلزله ها در امتداد X در تراز پی، بر ساختمان اعمال می گردد.

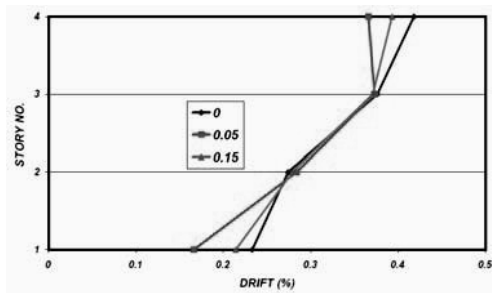
آنچه که عنوان گردید، مبنای اصلی کار تحقیق می باشد، اما در این مطالعه موردی صرفاً بررسی کفایت ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ [۳] مد نظر است و تحلیل ها تحت اثر شتابنگاشت رویداد زلزله منجیل برای هر سه مدل ایجاد شده در حالت های با یا بدون اعمال خروج از مرکزیت ناشی از پیچش اتفاقی انجام گردیده است (خروج از مرکزیت های اعمال شده ۰، ۰/۰۵ و ۰/۱۵ است).

۶- نتایج تحلیل های غیر ارتجاعی

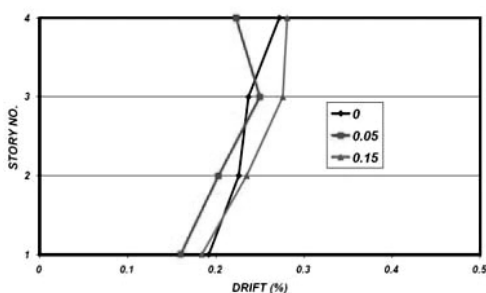
شکل های (۷) و (۸) به ترتیب نسبت تغییر مکان لبه های نرم و سخت را برای سه حالت اعمال خروج از مرکزیت ناشی از پیچش اتفاقی نشان می دهند (۰، ۰/۰۵ و ۰/۱۵). شکل (۹) نسبت تغییر مکان لبه ها را برای سه حالت فوق بدون اعمال خروج از مرکزیت ناشی از پیچش اتفاقی ارائه می نماید. در این شکل های محور افقی مقادیر Drift و محور عمودی شماره طبقه را نشان می دهند. شایان توجه است که با افزایش خروج از مرکزیت در مدل های آماده شده ورودی، سازه گرانتر و سخت تر می شود. بنابراین باید بررسی کرد که آیا اعمال ضریب A_r که منجر به گرانتر شدن هزینه احداث بنا می شود، می تواند پاسخ ساختمان را کاهش دهد یا نتیجه معکوس به دنبال دارد.



شکل (۷): نسبت تغییر مکان لبه نرم برای تحلیل غیر خطی با اعمال خروج از مرکزیت



شکل (۸): نسبت تغییر مکان لبه سخت برای تحلیل غیر خطی با اعمال خروج از مرکزیت



شکل (۹): نسبت تغییر مکان لبه برای تحلیل غیر خطی بدون اعمال خروج از مرکزیت

از مشاهده شکل (۷) نتایج زیر بدست می آید: در اثر اعمال ضریب A_r سازه گران تر و سخت تر می شود (به عنوان نمونه سازه ۰.۱۵ نسبت به ۰.۰۵ سخت تر است) ولی مقادیر Drift بیشتر شده است. بنابراین در اثر در نظر گرفتن پیچش تشدید یافته عملکرد ساختمان نامناسب تر گردیده است. شایان ذکر است که Drift شاخص مناسبی برای خرابی اعضای غیر سازه ای و سازه ای بطور مقایسه ای است. افزایش Drift با توجه به افزایش سختی ساختمان و امکان هم فرکانسی بیشتر بین محتوای فرکانسی زلزله ورودی و فرکانسهای طبیعی ساختمان (W_n) قابل توجیه است. در شکل (۱۰) طیف پاسخ شتاب زلزله منجیل ارائه شده است (زلزله ورودی).

در طبقه اول و چهارم ساختمان ملاحظه می شود که اعمال ضریب A_r سبب افزایش پاسخ Drift شده است (مدل ۰/۱۵ را با ۰/۰۵ مقایسه کنید). این مطلب با آنچه در بررسی نتایج شکل (۷) گفته شد قابل درک است. همچنین مشاهده می گردد که با اعمال ضریب A_r مقدار Drift در طبقه چهارم ۰/۳۹۳ است.

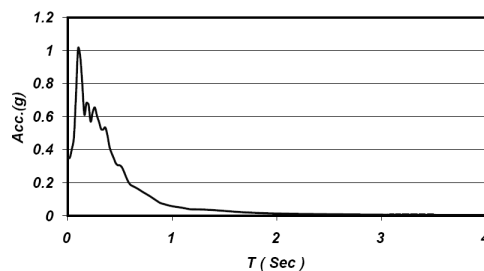
در بند ۲-۵-۴ استاندارد ۲۸۰۰ [۳] در خصوص مقدار Drift مجاز آمده است:

برای سازه های با زمان تناوب کمتر از ۰/۷ ثانیه Drift مجاز ۰/۲۵ است و برای سازه های با زمان تناوب بیشتر و یا مساوی ۰/۷ ثانیه Drift مجاز ۰/۲ می باشد.

بنابراین ملاحظه می گردد که ضریب A_r نتوانسته است مقدار Drift را در حد مجاز آیین نامه کاهش دهد. لذا کفایت ضریب A_r مورد پرسش و تردید قرار می گیرد.

از مقایسه شکل های (۷) و (۸) نتیجه گرفته می شود که Drift برای لبه نرم کمتر از مقادیر بدست آمده در لبه سخت است. در صورتیکه در فرایند آماده کردن مدلها جدول (۱) مشاهده گردید که تغییر مکان و به تبع آن Drift لبه نرم بیشتر از لبه سخت است و ملاحظه می شود که نتایج بدست آمده از دو تحلیل (استاتیکی معادل و تاریخیچه زمانی غیر خطی) با هم تضاد اساسی دارد. از مشاهده شکل (۹) ملاحظه می شود حتی در صورت عدم در نظر گرفتن پیچش اتفاقی در تحلیل دینامیکی غیر خطی آنچه در خصوص شکل های (۷) و (۸) گفته شد، در اینجا نیز صادق است. اعمال ضریب A_r مقدار Drift، ۰/۲۸۱ در طبقه چهارم را بدست داده است که بیش از مقدار مجاز آیین نامه ای است و همچنین سازه بدون اعمال ضریب A_r (مدل ۰/۰۵) Drift کمتری نسبت به مدل ۰/۱۵ (با اعمال ضریب A_r) در تمام طبقات دارد.

بنابراین لازم است از طریق تحلیل های جامعی که در خصوص انواع مدل های ساختمانی انجام می شود برای خروج از مرکزیت های گوناگون و تقسیم ساختمانها به دو دسته سخت و نرم پیچشی، رابطه های اصلاحی



شکل (۱۰): طیف پاسخ شتاب زلزله منجیل

جدول (۳) اطلاعات لازم برای دو مدل ۰/۰۵ و ۰/۱۵ چون زمان تناوب اصلی، (مربوط به بیشترین مشارکت جرم)، پاسخ شتاب و درصد مشارکت جرم در زمان تناوب اصلی را نشان می دهد. حاصل ضرب پاسخ شتاب در درصد مشارکت جرم، شاخص خوبی از برش پایه و در نتیجه پاسخهای عمدتا نیرویی سازه است. ملاحظه می شود که شاخص مذکور برای سازه ۰/۰۵ (مقدار ۰/۲۴) نسبت به سازه ۰/۱۵ (مقدار ۰/۳۲) کمتر است (هر چه میزان غیر خطی شدن سازه در زلزله کمتر باشد این قضاوت صحیح تر است). بنابراین اعمال ضریب A_r سبب افزایش نیروی زلزله گردیده و علی رغم افزایش سختی، جابجایی ساختمان بیشتر شده است.

جدول (۳): مقایسه دو مدل ۰/۰۵ و ۰/۱۵ و تعیین شاخص

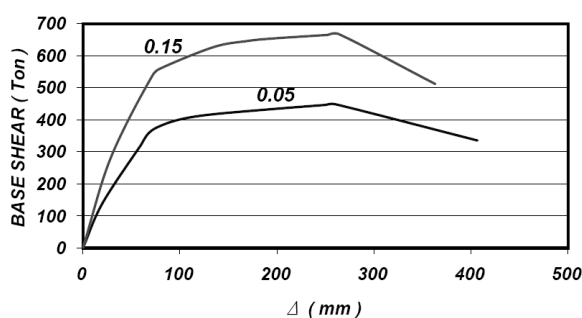
نام مدل	زمان تناوب (ثانیه)	S_a پاسخ شتاب	درصد مشارکت جرم	شاخص $S_a \cdot R$
0.05	0.48	0.3	0.797	0.24
0.15	0.41	0.4	0.796	0.32

نتیجه کلی که از این بحث بدست می آید آن است که انتخاب ضریب A_r باید با دقت صورت گیرد و در نظر گرفتن مقدار بیشتر از نیاز برای آن غیر محافظه کارانه می باشد و از طرفی هزینه ساختمان را افزایش می دهد. از مشاهده شکل (۸) نتایج زیر بدست می آید:



برای A_r ارایه شود که موضوع تحقیق مستقل دیگری است.

در نهایت رفتار استاتیکی دو مدل ۰/۰۵ و ۰/۱۵ را با مقایسه منحنی های ظرفیت آنها بررسی می شود. این منحنی ها که در شکل (۱۱) نشان داده شده اند با انجام تحلیل استاتیکی فزاینده (Pushover) روی مدلها حاصل گردیده اند. در انجام این تحلیلها از توزیع بار متناسب با مد سوم سازه استفاده شده است (مد سوم بیشترین مشارکت جرم را دارد). شکل (۱۱) بیانگر این واقعیت است که کاهش سختی پیچشی ساختمان باعث کاهش مقدار سختی موثر سازه در مرکز جرم و کاهش مقاومت کلی ساختمان می گردد.



شکل (۱۱): منحنی های ظرفیت دو مدل ۰/۰۵ و ۰/۱۵

۷- جمع بندی و نتیجه گیری

اعمال ضریب A_r سبب سخت شدن سازه ها در برابر پیچش می گردد و افزایش سختی، زمان تناوب اصلی سازه را کاهش می دهد. از آنجا که نسبت محتوای فرکانس زلزله ورودی و فرکانسهای طبیعی سازه نقش تعیین کننده ای در پاسخ سازه دارد. (هر چه محتوای فرکانس زلزله ورودی و فرکانس طبیعی سازه به هم نزدیک تر باشد، خصوصاً در میرایی های کم، پاسخ بزرگتری بدست می آید). بعضاً ممکن است افزایش سختی یاد شده ناشی از اعمال ضریب A_r پاسخ سازه را افزایش دهد و اعضای غیر سازه ای نیز تغییر مکان بیشتری را تحمل کنند، لذا سطح عملکرد مورد نظر تامین نگردد حاصل ضرب پاسخ شتاب در درصد مشارکت جرم، شاخص خوبی از برش پایه و در نتیجه پاسخهای

عمدتاً نیرویی سازه است. ملاحظه می شود که شاخص مذکور برای سازه سخت بعضاً نسبت به سازه نرم بزرگتر است (هر چه میزان غیر خطی شدن سازه در زلزله کمتر باشد این قضاوت صحیح تر است).

اعمال ضریب A_r در روش استاتیکی معادل سختی لبه نرم را نسبت به لبه سخت بیشتر افزایش می دهد و به تبع آن لبه نرم بیشتر تقویت می شود. در صورتیکه در تحلیل های غیر خطی انجام شده بعضاً مشاهده شد که لبه سخت جابجائی و نیروی بیشتری را تحمل می کند. تضاد یاد شده نیاز به تجدید نظر در ضریب A_r را ایجاب می کند.

انتخاب ضریب A_r باید با دقت صورت گیرد و در نظر گرفتن مقدار بیشتر از نیاز برای آن غیر محافظه کارانه می تواند باشد و از طرفی هزینه ساختمان را افزایش می دهد.

علاوه بر آن ضریب A_r بعضاً نمی تواند مقدار Drift را به حد مجاز آیین نامه ای کاهش دهد، بنابراین ضرورت بررسی بیشتر و لزوم ارائه رابطه های اصلاحی برای ضریب A_r لازم به نظر می رسد.

بنابراین ایرادهای وارد شده استاندارد ۲۸۰۰ [۳] را می توان به شرح زیر خلاصه کرد:

۱- ضریب A_r هزینه ساختمان را همواره افزایش می دهد اما همیشه سبب کاهش پاسخ نیرو و بهبود عملکرد ساختمان نمی گردد.

۲- ضریب A_r بعضاً لبه نرم را بیشتر از لبه سخت تقویت می کند، در صورتیکه تحلیل های دینامیکی غیر خطی در بعضی اوقات پاسخ بیشتری را در لبه سخت گزارش می کند. بنابراین ضریب A_r در انتخاب مکان تقویت سازه به نتایج نادرست ختم می گردد.



10- Humar J., Yavari S., Saatcioglu M "Design for forces induced by seismic torsion", Can. J. Civ. Eng. 30, 2003.

11- Irvine H. M., Kountouris G. E., "Peak ductility demands in simple torsionally unbalanced building models subjected to earthquake ground excitation", Proceedings. 7th World Conference Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, 1980.

12- Kan C. L., Chopra A. K., "Effect of torsional coupling on earthquake forces in building", Journal of the structural division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.103, 1977.

13- Krisafulli F. et Al., "Consideration of torsional effects in the displacement control of ductile buildings", Proceedings. 13th World Conference Earthquake Engineering, 2004.

14- National Building Code of Canada (NBCC). (1995). *Associate Committee on the National Building Code*, National Research Council of Canada, Quebec.

15- National Building Code of Canada (NBCC). (2005). *Associate Committee on the National Building Code*, National Research Council of Canada, Quebec.

16- National Earthquake Hazard Reduction Program (NEHRP). (1997a). "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. Part I: Provision. "Rep. No. FEMA 302, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.

17- Ray W. Clough and Joseph Penzien, "DYNAMICS OF STRUCTURES". 3rd Edition, Computer & Structures, Inc. 1995. University Ave, Berkeley, CA 94704, USA.

18- Uniform Building Code (UBC). (1997). "Uniform building code." *Int. Conf. of Building Officials*, Whittier, Calif.

۳- ضریب A_r همواره نمی تواند تضمین کننده کنترل Drift در محدوده مجاز آئین نامه باشد.

ارائه رابطه اصلاحی برای ضریب A_r موضوع تحقیقات آینده نویسندگان این مقاله است.

۸- مراجع

۱- دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، "مبحث ششم: بارهای وارد بر ساختمان"، تهران ۱۳۸۵.

۲- دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، "مبحث دهم: طرح و اجرای ساختمانهای فولادی"، تهران ۱۳۸۴.

۳- مرکز تحقیقات و مسکن، "آیین نامه طراحی ساختمانها در مقابل زلزله استاندارد ۲۸۰۰" ویرایش سوم، تهران، ۱۳۸۴.

4- Bustamante J. I., Rosenblueth E., "Building code provisions on torsional oscillations", Proceedings. 2nd World Conference Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, 1960.

5- Federal Emergency Management Agency "FEMA 356", U.S.A., 1996.

6- Ghersi A., Rossi P. P., "Influence of design procedures on the seismic response of bi-eccentric plan-asymmetric systems", The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol.15, 2006.

7- Housner G. W., Outinen H., "The effect of torsional oscillations on earthquake stresses", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.48, 1958.

8- Humar J L., Kumar P., "Torsional motion of buildings during earthquakes "I. Elastic response. Canadian Journal of Civil Engineering, 1998.

9- Humar J L., Kumar P., "Torsional motion of buildings during earthquakes "II. Inelastic response. Canadian Journal of Civil Engineering, 1998.



