

۱۱ / نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد



سال پنجم - شماره‌ی ششم - پائیز و زمستان ۱۳۸۸

چکیده

آین نامه‌های طرح لرزه‌ای ساختمانها به منظور جلوگیری از تلفات جانی، کنترل خسارت و طرح اقتصادی تدوین می‌شوند. برای این منظور، عموماً ترکیب دو عامل مقاومت و شکل پذیری مورد استفاده قرار می‌گیرند. یک تفاوت عمده بین ضوابط آین نامه‌ای طرح لرزه‌ای با برآورده مقاومت لرزه‌ای سازه‌ها این است که طراحی بر اساس آین نامه در ناحیه ارتقای صورت گرفته در صورتیکه برآورده مقاومت لرزه ای با توجه به رفتار خمیری سازه‌ها و بررسی مسائلی نظری مقاومت، شکل پذیری و محل مفصل‌های خمیری صورت می‌گیرد و به این ترتیب نقاط ضعف سازه‌ها مشخص می‌شوند. طبق تحقیق انجام شده در این مقاله بر روی سازه‌های مورد مطالعه، بارگذاری استاتیکی معادل کفايت لازم را در برآورده کلیه واکنشهای سازه‌های اعم از، تغییر مکان جانی و نسبی و همچنین برش طبقات دارا می‌باشد. بنابراین با توجه به اینکه استاندارد ۲۸۰۰، برای سازه‌های منظم با ارتفاع بیش از ۵۰ متر استفاده از تحلیل دینامیکی را الزامی می‌دارد، باید بررسی نمود که آیا سازه‌های طرح شده با استفاده از تحلیل طیفی قادر به تحمل زلزله‌های به مقیاس در آمده تا شتاب $g/35$ می‌باشند. در این تحقیق سه سازه دو بعدی ۲۰، ۲۵ و ۳۰، طبقه با سیستم قاب خمی می‌باشد که بارگذاری لرزه ای آن با استفاده از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ انجام شده، مورد مطالعه قرار گرفته است. آنالیز دینامیکی غیر خطی با استفاده از شتاب نگاشتهای مختلف صورت گرفته و پاسخهای تغییر مکان جانی و نسبی برای طبقات مختلف محاسبه شده و با مقادیر مجاز آین نامه مقایسه گردید. همچنین نیاز شکل پذیری طبقات محاسبه و با ظرفیت شکل پذیری طبقات مختلف مورد مقایسه وارزیابی قرار گرفت. شکست موضعی اعضای سازه ای کنترل شده و نهایتاً به بررسی آسیب پذیری سازه‌های فوق پرداخته شد.

کلمات کلیدی

خسارت‌های سازه‌ای، تحلیل دینامیکی طیفی، تحلیل دینامیکی غیر خطی، نیاز شکل پذیری و شکست موضعی

Damage Investigation of Steel High Rise Structures Using Nonlinear Dynamic Analysis

Hashem Shariatmadar, Ali Mehrad

ABSTRACT

Seismic design codes are prepared for prevent the life lost, damage control and economic design; to do this, generally combination of the strength and ductility are used. The main different between seismic design code and seismic strength is that the design is preformed in the elastic region while the strength is calculated based on plastic behavior, ductility, and the location of plastic hinges. Based on the research in this paper, the pseudo static qualifies for all responses such as displacement, drift and story shears. However, based on the 2800 standard the dynamic analysis is necessary for regular structures with height more than 50m, therefore it must be investigated that the structures designed using the modal dynamic analysis is able to resist earthquakes scaled to 0.35g. In this paper 15, 20 and 25 story 2D-moment resisting frames which are designed based on design spectrum of 2800 Iranian code are studied. The nonlinear acceleration time history analyses are preformed and the story displacements and drifts are extracted and are compared with code allowable amounts. The story ductility demands are also calculated and compared with the capability of story ductility. The local failure of the structural members is controlled. Finally, the damage level of the structures is investigated.

Key words

Structural Damages, Spectral Dynamic Analysis, Nonlinear Dynamic Analysis, Ductility Demand, Local Failure

۱. استادیار، گروه عمران دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، shariatmadar@um.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲. کارشناس ارشد سازه از دانشکده مهندسی دانشگاه سمنان، amehraad@yahoo.com



۱- مروری بر تحقیقات گذشته

خمشی ویژه در طرح لرزاگی آنها استفاده شده است و بنابراین کلیه ضوابط طراحی مربوط به این سیستم طبق استاندارد ۲۸۰۰، رعایت شده است. در محاسبه جرم طبقات ثابت و متغیر در مرکز جرم طبقات)، از بار مرده بعلاوه ۲۰ درصد بارزنده استفاده شده است. قابها مطابق استاندارد ۵۱۹ [۱] و طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ ایران بارگذاری و به روش تنش مجاز طراحی شده‌اند. در طراحی قابها خاک محل احداث سازه‌ها، خاک نوع II، منطقه با خطر پذیری بسیار زیاد و نوع کاربری مسکونی با درجه اهمیت متوسط در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که در این تحقیق بار باد حاکم بر طرح نمی‌باشد.

مطابق با استاندارد ۲۸۰۰، شتاب نگاشتهایی که در انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی مورد استفاده قرار می‌گیرند باید حداقل سه شتاب نگاشت متعلق به زلزله هایی باشند که شرایط زلزله طرح را برآورده نمایند و به لحاظ ویژگی‌های زمین شناسی و بخصوص مشخصات لایه‌های خاک با زمین محل ساختمان تا حد امکان مشابهت داشته باشند و نیز مدت زمان حرکت شدید زمین در شتاب نگاشتها حداقل برابر ۱۰ ثانیه و یا سه برابر زمان تناوب اصلی سازه، هر کدام که بیشتر است باشد. در این پژوهش از زلزله‌های طبس، ناغان، منجیل و برای اینکه یک مقایسه جهانی نیز انجام شده باشد از زلزله استریو با مشخصات زیر که رکورد شتابنگاشت آنها در آنالیزهای تاریخچه زمانی غیرخطی توسط نرم افزار DRAIN-2DX [۷]، به قابها اعمال گردیده است استفاده شده است. زلزله طبس با بیشینه شتاب زمین (PGA) معادل $g/933$ در مدت زمان ۰/۹۳ ثانیه ثبت شده است. زلزله ناغان که در مدت ۰/۷۲ ثانیه (زمان موثر ۵ ثانیه) ثبت شده دارای PGA معادل $g/72$ می‌باشد. مدت زمان ثبت شتابنگاشت منجیل نیز $50/53$ ثانیه بوده است. این زمین لرزاگه دارای PGA معادل $g/514$ می‌باشد. زلزله استریو که در مدت $74/53$ ثانیه ثبت شده دارای PGA معادل $g/348$ می‌باشد.

تمامی شتاب نگاشتهای زلزله‌های فوق به شتاب $g/350$ مقیاس شده‌اند.

ناظقی الهی و کاکاونداسدی با مطالعه و آنالیز یک سازه ۴۰ طبقه فولادی تحت طیفهای مختلف و بارگذاری استاتیکی معادل به این نتیجه رسیدند که بارگذاری استاتیکی معادل در جهت اطمینان است [۵].

در تحقیقی دیگر توسط حسین زاده و ناظقی الهی، آسیب پذیری سازه‌های فولادی موجود با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی مورد بررسی قرار گرفته است که در آن شکست موضعی اعضا و همچنین مقایسه بین نیاز شکل پذیری با ظرفیت شکل پذیری طبقات، مورد ارزیابی قرار نگرفته است [۴]. با توجه به اهمیت ارزیابی رابطه بین نیاز شکل پذیری و ظرفیت شکل پذیری طبقات، شکست محلی و موضعی اعضا سازه ای و کمبود کارهای پژوهشی انجام شده، نیاز به تحقیق در این زمینه قابل توجه و الزامی است. دیده می‌شود بر مبنای مطالب عنوان شده که هم در این مقاله و همچنین در اکثر مراجع ذکر شده در مقاله، ضرورت تحقیقات واضح است. نقایص در روش‌های طراحی الاستیک سازه‌ها یکی از دلایل مهم گشیختگی سازه‌های خیلی بلند در زلزله‌های شدید می‌باشد که در مدل سازی غیرخطی سازه‌ها، تا حد قابل توجهی نواقص فوق را مرتفع نموده و امکان طرح سازه با رفتار بهتر در برابر زلزله را فراهم می‌کند. با توجه به اینکه استاندارد ۲۸۰۰ [۲]، برای سازه‌های منظم با ارتفاع بیش از ۵۰ متر استفاده از تحلیل دینامیکی را الزامی می‌دارد، باید بررسی نمود که آیا سازه‌های طرح شده با استفاده از تحلیل طیفی قادر به تحمل زلزله‌های به مقیاس در آمده تا شتاب $g/350$ می‌باشند.

۲- مشخصات کلی سازه‌ها

سازه‌های مورد استفاده در این پژوهش قابهای دو بعدی با سیستم قاب خمشی می‌باشند که شامل سه سازه ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه و دارای چهار دهانه ۶ متری می‌باشند. ارتفاع کلیه طبقات ثابت و برابر $3/6$ متر است. از آنجا که ارتفاع کلیه سازه‌ها از ۵۰ متر بیشتر می‌باشند از سیستم قاب



جدول(۳): مقاطع مورد استفاده برای سازه ۲۵ طبقه

طبقات	مقاطع ستونها (میلی متر)	مقاطع تیرها
۱~۵	BOX ۵۵۰×۵۵۰×۳۰	IPB۳۶۰
۶~۱۰	BOX ۵۵۰×۵۵۰×۲۵	IPB۳۴۰
۱۱~۱۵	BOX ۴۵۰×۴۵۰×۲۵	IPB۳۲۰
۱۶~۲۰	BOX ۳۵۰×۳۵۰×۲۵	IPB۳۰۰
۲۱~۲۵	BOX ۳۵۰×۳۵۰×۲۰	IPB۲۶۰

۳- معیارهای شکست و حالت نهایی سازه

ظرفیت نهایی یا شکست سازه ممکن است با شکست کلی یا شکست موضعی در سازه اتفاق بیافتد که در ذیل این دو شکست مورد بررسی قرار می‌گیرند.

الف- شکست کلی: این شکست حالتی است که پایداری کل سازه به مخاطره افتاده و باعث خرابی زیاد بشود. شکست کلی خود به چند دسته تقسیم می‌شود که عبارتنداز :

مکانیزم کلی، مکانیزم طبقه نرم، تجاوز تغییر مکان سازه از حد مجاز و ناپایداری سازه.

ب- شکست موضعی: در این نوع شکست خرابی یک المان کنترل کننده است. و این در عضو سازه ممکن است پایداری سازه را به خطر بیندازد. این شکست بردو نوع کمانش کلی تیر یا ستون و تجاوز چرخش زاویه‌ای از ظرفیت چرخشی عضو تقسیم بنده می‌شود.

الف- کنترل شکست کلی

کنترل شکست کلی به مراتب آسانتر از کنترل شکست موضعی می‌باشد. [۹] NEHRP97، [۸] UBC97، [۱۰] AISC97 محدودیتهایی را برای جابجایی نسبی یا کلی طبقه ۲۸۰۰ در نظر می‌گیرند. برای سازه‌های با پریود کمتر از ۰/۷ ثانیه حداقل جابجایی نسبی به ۰/۰۲۵ ارتفاع طبقه و برای سازه‌های با پریود بیشتر از ۰/۷ ثانیه، حداقل جابجایی نسبی به ۰/۰۲۰ ارتفاع طبقه محدود شده است.

آئین نامه AISC97 [۱۰]، نیز محدودیتهایی برای دوران هر اتصال در نظر می‌گیرد که مقدار حداقل دوران در مورد

رفتار هیستریزیز تیر- ستون ، توسط مدل دو خطی ذوزنقه ای که در برنامه DRAIN-2DX قرار دارد مدلسازی می‌گردد.

در این مدل سختی ایده‌آل شده^۱ اعضای سازه ای ، مقاومت حدی تسلیم M_{yi} ، و نرخ مقاومت سخت شده در حالت پس از تسلیم^۲ ، بصورت تابعی از سختی ایده‌آل μ_{ki} در نظر گرفته می‌شود . با استفاده از پارامترهای سختی اولیه و مقاومت سخت شدگی و با توجه به رابطه نیرو تغییر مکان ، پوش رفتار چرخه ای توسط برنامه تولید و به کار گرفته می‌شود .

در جدول‌های (۱)، (۲)، (۳) و مقاطع طراحی شده برای سازه‌های فوق مشخص شده‌اند.

جدول (۱): مقاطع مورد استفاده برای سازه ۱۵ طبقه

طبقات	مقاطع ستونها (میلی متر)	مقاطع تیرها
۱~۳	BOX ۴۰۰×۴۰۰×۳۰	IPB۳۴۰
۴~۶	BOX ۴۰۰×۴۰۰×۲۵	IPB۳۲۰
۷~۹	BOX ۴۰۰×۴۰۰×۲۰	IPB۳۰۰
۱۰~۱۲	BOX ۳۰۰×۳۰۰×۲۰	IPB۲۶۰
۱۳~۱۵	BOX ۳۰۰×۳۰۰×۱۵	IPB۲۲۰

جدول (۲): مقاطع مورد استفاده برای سازه ۲۰ طبقه

طبقات	مقاطع ستونها (میلی متر)	مقاطع تیرها
۱~۴	BOX ۴۵۰×۴۵۰×۳۰	IPB۳۴۰
۵~۸	BOX ۴۵۰×۴۵۰×۲۵	IPB۳۲۰
۹~۱۲	BOX ۴۵۰×۴۵۰×۲۰	IPB۳۰۰
۱۳~۱۶	BOX ۳۵۰×۳۵۰×۲۰	IPB۲۸۰
۱۷~۲۰	BOX ۳۵۰×۳۵۰×۱۵	IPB۲۲۰

¹ Idealized elastic stiffness

² post yield range



ارتفاع مقطع، I_e ممان اینرسی مقطع، A سطح مقطع، h_e فاصله مقطع بحرانی از نقطه‌ای که لنگر آن صفر است، σ_y تنش تسلیم، σ_0 تنش نهایی که با کنترل کمانش موضعی بال فشاری یا کمانش پیچشی جانبی بدست می‌آید،

σ_0 تنش محوری ناشی از بار محوری خارجی و ρ بار محوری بدون بعد خارجی می‌باشد. همچنین تنش بدون بعد کمانش موضعی، S را می‌توان از رابطه‌های (۴) و (۵) تجربی زیر بدست آورد.

برای مقاطع I شکل :

$$\frac{1}{S} = 0.6003 + \frac{1.600}{\alpha_f} + \frac{0.1535}{\alpha_w} \quad (4)$$

برای مقاطع توخالی مربعی :

$$\frac{1}{S} = 0.710 + \frac{0.167}{\alpha} \quad (5)$$

که در رابطه‌های فوق:

$$\alpha_f = \frac{E}{\sigma_y} \left[\frac{t_f}{b_f / 2} \right]^2$$

$$\alpha_w = \frac{E}{\sigma_y} \left[\frac{t_w}{d_w} \right]^2 \quad \alpha = \frac{E}{\sigma_y} \left[\frac{t}{B} \right]^2$$

عرض بال و ضخامت و عمق جان مقاطع I شکل می‌باشد. t و B ، نیز ضخامت و ابعاد مقاطع توخالی مربعی شکل هستند.

سیستم‌های با شکل پذیری کم، متوسط و ویژه به ترتیب برابر $0/01$ ، $0/02$ و $0/03$ /رادیان در نظر گرفته شده است.

ب- کنترل شکست موضعی

کنترل شکست موضعی در حقیقت کنترل کمانش کلی ستون و کنترل چرخش زاویه‌ای تیرها و ستونها می‌باشد.

برای کنترل چرخش زاویه‌ای، Kato رابطه‌های (۱)، (۲) و (۳) را ارائه داده است.

[۱۱] و [۱۲] و [۱۳]

$$\rho \geq \frac{S-1}{2} \quad \text{برای حالت :} \quad (1)$$

$$\theta_U = \frac{L}{S-\rho} \left\{ (1-\rho)^2 \chi_y + (S-1) \left[(1-2\rho) \chi_y + \chi_h + \frac{(S-1) M_p}{2 E_r I_e} \right] \right\}$$

$$\rho < \frac{S-1}{2} \quad \text{برای حالت :} \quad (2)$$

$$\theta_U = \frac{L}{S-\rho} \left\{ [(1+\rho^2) - 2\rho(S-1)] \chi_y + 2\chi_h (S-\rho-1) + \frac{2M_p}{E_r I_e} \rho(S-\rho-1) + \frac{(S-2\rho-1)^2 M_p}{2 E_h I_e} \right\}$$

برای حالت $\rho = 0$ خواهیم داشت:

$$\theta_U = \frac{L}{S} \left\{ \chi_y + 2\chi_h (S-1) + \frac{(S-1)^2 M_p}{2 E_h I_e} \right\}$$

که در رابطه‌های فوق:

$$S = \frac{\sigma_U}{\sigma_y} \quad \rho = \frac{\sigma_0}{\sigma_y} \quad \chi_y = \frac{\varepsilon_y}{h_e} \\ E_r = \frac{2EE_h}{E+E_h} \quad \chi_h = \frac{\varepsilon_h}{h_e}$$

در رابطه‌های (۱)، (۲) و (۳) لنگر پلاستیک، E مدول الاستیستیت، E_h مدول سخت شدگی، E_r مدول الاستیستیت کاهش یافته، ε_y کرنش تسلیم، ε_h کرنش سخت شدگی،



نیازهای شکل‌پذیری حداکثر رو به کاهش می‌گذرد. علت این امر را می‌توان در محتوای فرکانسی زلزله‌های مورد بررسی جستجو نمود.

همچنین نمودارهای مربوط نشان دهنده پراکندگی در نحوه توزیع نیازهای شکل‌پذیری با افزایش ارتفاع سازه‌های مورد مطالعه می‌باشند که علت این امر را می‌توان به تأثیر مُدهای بالاتر با افزایش ارتفاع سازه‌ها دانست.

آنچه که از تمامی نمودارهای بدست آمده مشخص است اینستکه، مقدار نیاز شکل‌پذیری در چند طبقه پائینی روند افزایشی و در چند طبقه بالایی، روند کاهشی دارد.

۵- مقایسه نیازهای شکل‌پذیری با ظرفیت شکل‌پذیری
همانطور که میدانیم، نیروهای حد آئین نامه‌ای بسیار کمتر از نیروی یک زلزله واقعی می‌باشند، بنابراین اعضای سازه‌ها در یک زلزله متوسط یا یک زلزله شدید، از رفتار خطی خارج شده و وارد مرحله غیرخطی خواهند شد و با رفتار شکل‌پذیر خود، انرژی ناشی از زلزله را جذب و مستهلك خواهند نمود. بنابراین شکل‌پذیری یکی از مهمترین پارامترهای تعیین کننده در مقاوم بودن سازه‌ها در برابر زلزله می‌باشد. برای آنکه سازه‌ای تاب تحمل تعییر شکلهای غیرالاستیک بوجود آمده از یک زلزله را داشته باشد، لازم است در تمامی طبقات سازه ظرفیت شکل‌پذیری از نیاز شکل‌پذیری محاسبه شده از زلزله بیشتر باشد.^[۳]

طبق تعریف ظرفیت شکل‌پذیری هر طبقه عبارت است از:

$$D_C = \frac{\Delta_{ult}}{\Delta_{yield}} \quad (7)$$

که در رابطه (7) ، Δ_{ult} ، حداکثر تعییر مکان نسبی قابل تحمل توسط طبقه می‌باشد. با توجه به اینکه حداکثر، تعییر مکان نسبی طبقات در حالت غیرخطی به 2 درصد ارتفاع طبقه محدود می‌گردد، بنابراین برای هر طبقه، Δ_{ult} برابر، $7/2$ سانتیمتر بدست می‌آید.

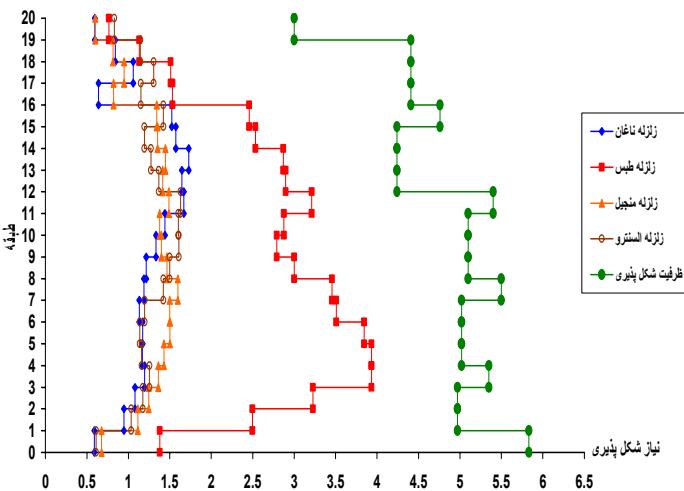
۴- بررسی نیازهای شکل‌پذیری قابهای مورد مطالعه
نیاز عبارت است از پاسخ تحمیل شده از زلزله به یک سازه. پس از بدست آوردن نیازهای لرزه‌ای مانند نیاز شکل‌پذیری، باید این پارامترها را با پارامتر مربوط به ظرفیت مقایسه کرد واز مقایسه نیاز با ظرفیت یک سازه، می‌توان نقاط ضعف سازه را مشخص کرد و به تقویت آن اقدام نمود. مقدار نیاز شکل‌پذیری طبقه‌ای از رابطه (6) بدست می‌آید ^[۳].

$$D_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{yield}} = \frac{(\Delta_{i+1} - \Delta_i)_{max}}{(\Delta_{i+1} - \Delta_i)_{yield}} \quad (6)$$

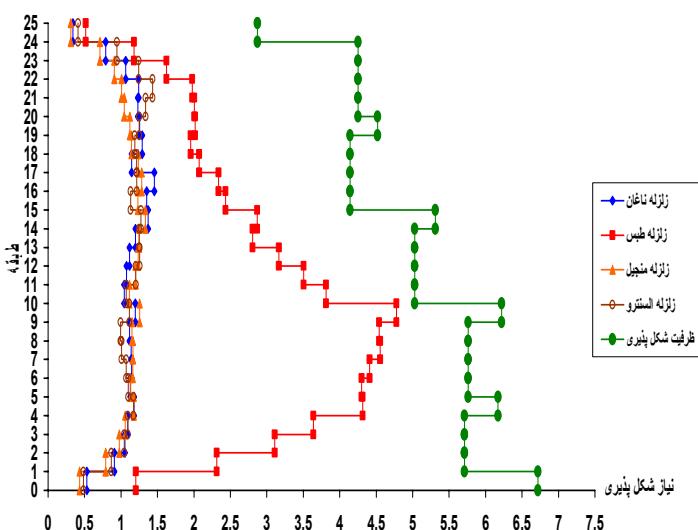
که در این رابطه، Δ_{max} ، بیشینه تعییر مکان نسبی طبقه تحت اثر یک زلزله مشخص و Δ_{yield} ، تعییر مکان نسبی طبقه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در طبقه مورد نظر می‌باشد که از آنالیز استاتیکی غیر خطی (پوش آور) محاسبه می‌شود.

بنابراین برای محاسبه نیاز شکل‌پذیری لازم است که Δ_{yield} مربوط به طبقه مورد نظر محاسبه شود برای این منظور تمام طبقات قاب به غیر از طبقه مورد نظر را با تکیه گاههای ساده بسته و آنرا تحت بار استاتیکی افزاینده قرار می‌دهیم تا لحظه‌ای که تعییر شکل در این طبقه به مقدار تسلیم برسد ^[۳].

برای محاسبه Δ_{max} در طبقات، سازه‌ها را تحت رکوردهای مختلف و با حداکثر شتاب $0,35g$ ، تحت آنالیز دینامیکی غیرخطی قرار داده و بیشینه تعییر مکان نسبی آنها محاسبه شده است. ونهایتاً نیاز شکل‌پذیری هر طبقه تحت رکوردهای زلزله‌های مختلف از تقسیم Δ_{max} بر Δ_{yield} بدست آمده است که نتیجه این محاسبات برای سازه‌های مورد مطالعه در شکل‌های (1) تا (3) ترسیم شده است. همانطور که از نمودارهای بدست آمده مشخص است، نیازهای شکل‌پذیری حداکثر حاصل از زلزله طبی، با افزایش ارتفاع سازه‌ها، افزایش می‌یابد و برای زلزله‌های ناغران و منجیل و استیترو، با افزایش ارتفاع سازه‌ها، مقدار



شکل(۲): مقایسه نیازها و ظرفیت های شکل پذیری طبقات در سازه ۲۰

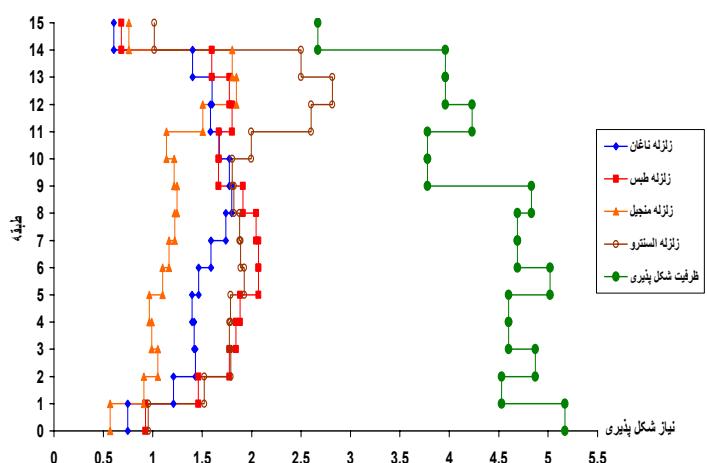


شکل(۳): مقایسه نیازها و ظرفیت های شکل پذیری طبقات در سازه ۲۵

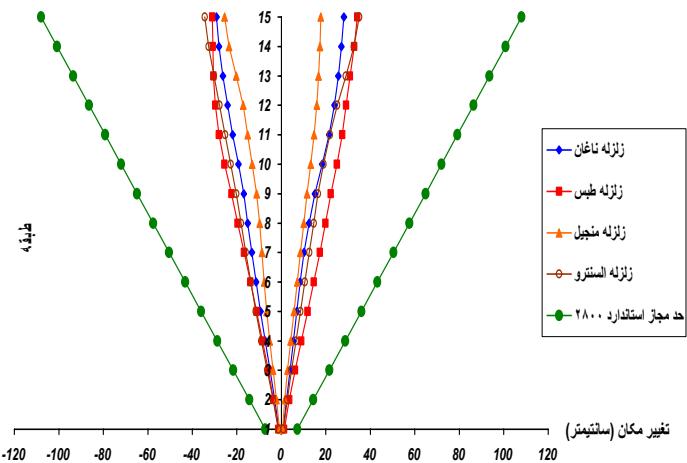
۶-حداکثر پاسخ تغییر مکانهای جانبی و تغییر مکانهای نسبی طبقات

یکی از پارامترهای مهم و قابل اندازه‌گیری و ملموس برای ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌ها، حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات می‌باشد. این پارامتر عاملی است که معمولاً در تمامی آئین نامه‌های زلزله راجع به آن بحث شده و مقادیر مجازی نیز برای آن ارائه شده است. این مقادیر مجاز با توجه به نکاتی از قبیل درجه اهمیت سازه، تعداد طبقات، و محل قرار گرفتن سازه از نظر لرزه خیزی، تعیین می‌شوند.

در شکل‌های (۱)، (۲) و (۳)، نیازهای شکل‌پذیری بدست آمده از زلزله‌های فوق تحت حداکثر شتاب $0.35g$ ، در مقابل ظرفیت‌های شکل‌پذیری طبقات مختلف سازه‌های مورد مطالعه، رسم شده است. همانطور که از این نمودارها ملاحظه می‌شود در تمامی سازه‌ها، ظرفیت شکل‌پذیری طبقات از نیازهای شکل‌پذیری آنها بیشتر می‌باشد. و بنابراین بیانگر این نکته است که تمامی سازه‌های فوق از ظرفیت شکل‌پذیری کافی برخوردار می‌باشند. همانطور که از نمودارها مشخص است، نیازهای شکل‌پذیری بدست آمده از زلزله طبس، با افزایش ارتفاع سازه‌ها رفته رفته به نمودار ظرفیت شکل‌پذیری نزدیک می‌شود که این امر بیانگر تأثیر بحرانی‌تر زلزله طبس، نسبت به دیگر زلزله‌های مورد مطالعه می‌باشد همچنین نمودارهای ظرفیت شکل‌پذیری طبقات، بیانگر افزایش ظرفیت شکل‌پذیری با افزایش تعداد طبقات می‌باشند که با توجه به سازه‌های فوق، بیشترین ظرفیت شکل‌پذیری طبقه‌ای در طبقه اول حاصل شده است که این مقدار برای سازه ۱۵ طبقه برابر $5/17$ ، برای سازه 20 طبقه برابر $5/83$ و برای سازه 25 طبقه برابر $4/72$ ، بدست آمده است. با توجه به نمودارها، کمترین مقدار ظرفیت شکل‌پذیری طبقه‌ای در طبقه آخر بدست آمده است.



شکل(۱): مقایسه نیازها و ظرفیت های شکل پذیری طبقات در سازه ۱۵



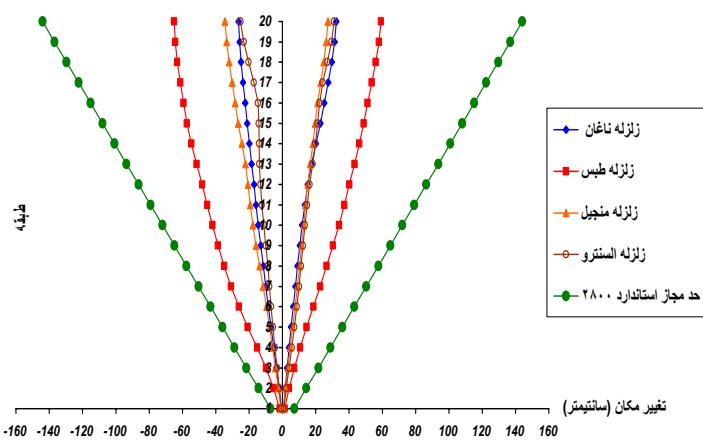
شکل (۴): بیشینه تغییر مکانهای جانبی سازه ۱۵ طبقه تحت زلزله های مختلف

به عنوان مثال در آئین نامه NEHRP، برای ساختمانهای گروه III (ساختمانهای با اهمیت زیاد پس از زلزله)، حداقل تغییر مکان نسبی هر طبقه به $1/0.1$ ارتفاع طبقه و برای ساختمانهای گروه II (ساختمانهای با تعداد ساکنین زیاد) و ساختمانی گروه I (سایر ساختمانها) این مقدار به $1/0.15$ ارتفاع طبقه محدود شده است [۴].

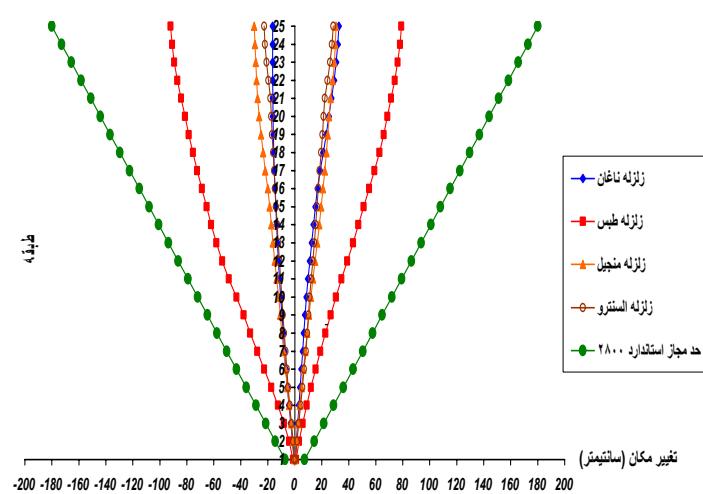
در UBC97 [۸]، برای ساختمانهای با زمان تناوب کمتر از 0.7 ثانیه، این مقدار به $1/0.25$ ارتفاع طبقه و برای ساختمانهای با زمان تناوب بزرگتر از 0.7 ثانیه، این مقدار به $1/0.2$ ارتفاع طبقه محدود شده است.

در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم [۲]، این مقدار برای ساختمانهای با زمان تناوب کمتر از 0.25 ثانیه به $1/0.25$ ارتفاع طبقه و برای ساختمانهای با زمان تناوب بزرگتر از 0.7 ثانیه این مقدار به $1/0.2$ ارتفاع طبقه محدود شده است. در این پژوهش با توجه به اینکه پریود سازه های موردمطالعه همگی از 0.7 ثانیه بیشتر است، محدودیت تغییر مکان نسبی طبقات در حالت غیرخطی، $1/0.2$ ارتفاع طبقه در نظر گرفته شده است که اگر این محدودیت را به کل ارتفاع سازه تعیین دهیم، حداقل تغییر مکان جانبی برای سازه ۱۵ طبقه برابر 10.8 سانتیمتر، برای سازه ۲۰ طبقه برابر 14.4 سانتیمتر و برای سازه ۲۵ طبقه برابر 18.0 سانتیمتر بدست می آید.

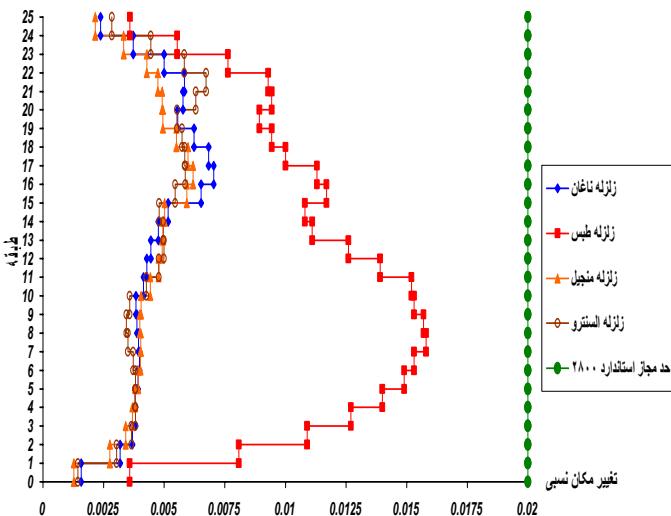
در شکل های (۴) ، (۵) و (۶)، نمودارهای تغییر مکان جانبی حداقل حاصل از آنالیز دینامیکی غیرخطی تحت رکوردهای مختلف ترسیم شده است با توجه به این نمودارها، تمامی سازه های فوق، زلزله های مقیاس شده تا حد $0.35g$ را به خوبی تحمل نموده اند. در تمامی این سازه ها تغییر مکان جانبی بدست آمده از زلزله طبس به غیر از سازه ۱۵ طبقه در دو طبقه انتهایی، از تغییر مکان جانبی حاصل از زلزله های دیگر بیشتر است و با افزایش ارتفاع سازه ها، تغییر مکان جانبی حاصل از زلزله طبس از تغییر مکان جانبی سایر زلزله ها فاصله می گیرد و به حد تغییر مکان مجاز آئین نامه نزدیکتر می شود.



شکل (۵): بیشینه تغییر مکانهای جانبی سازه ۲۰ طبقه تحت زلزله های مختلف



شکل (۶): بیشینه تغییر مکانهای جانبی سازه ۲۵ طبقه تحت زلزله های مختلف



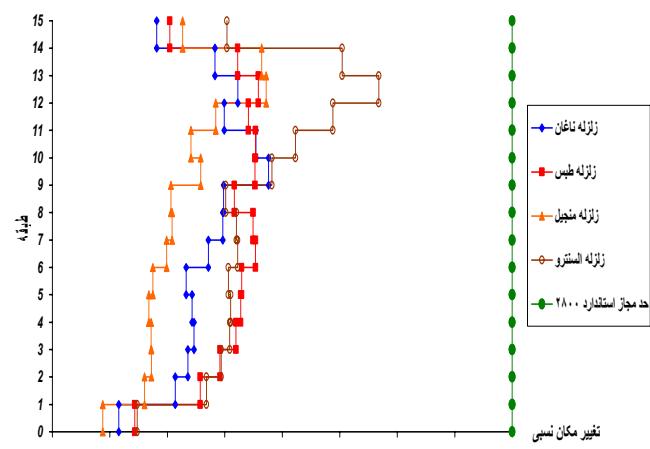
شکل(۹): بیشینه تغییر مکانهای نسبی سازه ۲۵ طبقه تحت زلزله های مختلف

با توجه به آنالیزهای انجام شده و نتایجی که از نمودارهای ۱ تا ۹ بدست آمد مشخص شد که برخی از زلزله هایی که در تهیه طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ (زلزله طبس) مورد استفاده قرار گرفته اند ، با افزایش ارتفاع سازه ها پاسخ بحرانی تری بدست میدهند . بطوری که پاسخ سازه های بلندتر به شدت به مشخصات زلزله و روودی حساس می باشد و خصوصا اینکه مسئله برای زلزله های حاکم بر ایران (طبس) میباشد . لذا بازنگری در استفاده از طیف استاندارد ۲۸۰۰ ، و بررسی امکان افزایش شتاب طیفی الزامی است . بطوری که مطالعات لرزه خیزی ساختگاه در طرح سازه های بلند از اهمیت ویژه ای برخوردار است .

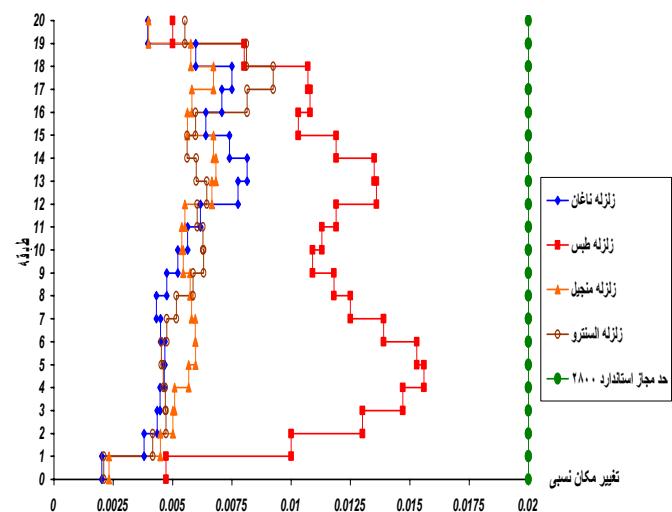
۷-بررسی شکست کلی و شکست موضعی سازه های مورد مطالعه

شکست کلی حالتی است که پایداری کل سازه به مخاطره بیافتد و باعث خسارت و خرابی زیاد بشود. در این پژوهش، با بررسی نیازهای شکل‌پذیری طبقات و مقایسه آن با ظرفیت شکل‌پذیری طبقه‌ای و همچنین مقایسه تغییر مکان جانبی و تغییر مکان نسبی طبقات تحت رکوردهای زلزله‌های مختلف با مقادیر مجاز استاندارد ۲۸۰۰ ، نتیجه شد که سازه‌های فوق، قادر به تحمل کلیه زلزله‌های به

در شکل های (۷) ، (۸) و (۹)، نمودارهای تغییر مکانهای نسبی طبقات نشان داده شده است. با توجه به این نمودارها نیز تغییر مکانهای نسبی بدست آمده از زلزله طبس با افزایش ارتفاع سازهها از تغییر مکانهای نسبی مربوط به زلزله های دیگر فاصله می گیرد و به حد آئین نامه نزدیکتر می شود. و بیشترین مقدار آن در طبقات پائینی بوجود می آید. همانطور که این نمودارها نیز نشان می دهد، تغییر مکانهای نسبی بدست آمده از زلزله های مختلف و تحت حد اکثر شتاب $g/35$ ، از حد مجاز آئین نامه فراتر نرفته است.



شکل(۷): بیشینه تغییر مکانهای نسبی سازه ۱۵ طبقه تحت زلزله های مختلف



شکل(۸): بیشینه تغییر مکانهای نسبی سازه ۲۰ طبقه تحت زلزله های مختلف



درهیچ یک از اعضاء ظرفیت چرخش پلاستیک عضو از مقدار چرخش پلاستیک آن تحت کلیه رکوردهای مورد بررسی، کمتر نشده است. نتایج این محاسبات در جدول(۴)، نشان داده شده است. درهیچ کدام از ستونها نیز کمانش کلی اتفاق نمیافتد. بنابراین کلیه سازه‌های فوق از نظر شکست موضعی نیز ایمن میباشند. این محاسبات برای ستونهای طبقات اول سازه های فوق در جدول (۵) ، مشاهده می شود.

مقایس درآمده با حداکثر شتاب ۳۵g/۰، میباشد و در هیچ یک از آنها نیز مکانیزیم طبقه نرم اتفاق نمیافتد، و درهیچ یک از آنها نیز شکست کلی بوجود نیامده است. همچنین ظرفیت چرخش پلاستیک تمامی اعضایی که در آنها مفاصل پلاستیک تشکیل شده است با استفاده از رابطه کاتو محاسبه شده و با مقدار حداکثر چرخش پلاستیک آن عضو که مستقیماً از برنامه DRAIN-2DX، قابل محاسبه است، مقایسه شده است. که

جدول(۴): مقایسه چرخش پلاستیک اعضا با مقدار ظرفیت چرخش حداکثر مقطع

تعداد طبقات سازه	زلزله مورد نظر	تیرموردنظر در طبقه	مقدار چرخش پلاستیک بدست آمده از برنامه DRAIN-2DX بر حسب رادیان	مقدار ظرفیت چرخش حداکثر عضو منتج از رابطه kato بر حسب رادیان
۱۵	طبس	۱۳ طبقه	IPB220 0.00541	0.04460
	ناغان	۱۳ طبقه	IPB220 0.00273	0.04460
	منجیل	۱۳ طبقه	IPB220 0.00559	0.04460
	السترو	۱۳ طبقه	IPB220 0.01330	0.04460
۲۰	طبس	۵ طبقه	IPB320 0.01180	0.02530
	ناغان	۱۷ طبقه	IPB220 0.00307	0.04460
	منجیل	۱۷ طبقه	IPB220 0.00146	0.04460
	السترو	۱۷ طبقه	IPB220 0.00630	0.04460
۲۵	طبس	۸ طبقه	IPB340 0.01170	0.02440
	ناغان	در سازه ۲۵ طبقه، تحت اثر این سه زلزله ، مفصل پلاستیکی در اعضا تشکیل نشده است	0	-
	منجیل		0	-
	السترو		0	-

جدول (۵): کنترل کمانش ستونهای طبقه اول سازه ها زیر اثر رکوردهای زلزله های مختلف

تعداد طبقات سازه	قطعه ستون در طبقه اول (میلیمتر)	زلزله مورد نظر	بار محوری فشاری بدست آمده تحت شتاب مقیاس شده $0.35g$ (تن)	حد اکثر بار محوری فشاری قابل تحمل توسط ستون (تن) $P_{sc} = 1.7 F_a * A$
15	BOX400*400*30	طبس	356.67	881.33
		ناغان	312.43	
		منجیل	297.08	
		السترو	358.80	
20	BOX450*450*30	طبس	446.00	985.01
		ناغان	409.36	
		منجیل	416.32	
		السترو	410.52	
25	BOX550*550*30	طبس	614.77	1217.83
		ناغان	517.59	
		منجیل	514.18	
		السترو	515.61	

۸-نتیجه گیری

شدت می یابد. بنابراین به نظر می رسد برای سازه های بلندتر، شتاب طیفی طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰، باید افزایش یابد.

۹- مراجع

۱- آئین نامه حداقل بار وارد بر ساختمانها و اینیه فنی، استاندارد شماره ۵۱۹ دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، ۱۳۷۹.

۲- آئین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، ویرایش سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۴.

۳- ترک زاده ماهانی ج، "بررسی نیاز شکل پذیری قابهای فولادی کوتاه با استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی"، دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۰.

۱- نیازهای شکل پذیری طبقه ای با افزایش ارتفاع سازه ها از حالت یکنواخت خارج می شوند که علت این امر دخالت مودهای بالاتر با افزایش ارتفاع سازه ها می باشد. همچنین نیازهای شکل پذیری در چند طبقه پائینی روند افزایشی و در چند طبقه بالایی روند کاهشی را دارا است.

۲- نتایج بررسی سه سازه بلند فولادی که در طرح لرزه ای آنها از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شده است نشان می دهد که سازه های فوق به خوبی زلزله های به مقیاس درآمده را تا سطح شتاب مبنای طرح استاندارد (۲۸۰۰)، تحمل می نمایند و در آنها شکست کلی و موضعی بوجود نمی آید.

۳- اثر زلزله طبس از سایر زلزله های مورد بررسی بحرانی تر می باشد و با افزایش ارتفاع سازه ها تأثیر این زلزله



- 8- UBC 1997, "Uniform Building Code-Volume 2" International Conference of Building officials . 1997.
- 9- NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings , Building Seismic Safety Council , Washington , D.C. , 1997 .
- 10- AISC 1997 , " Seismic Provisions for Structural Steel Building " American Institute of Steel Construction , 1997 .
- 11- Kato. B , "Rotation Capacity of steel Members Subject to Local Buckling", 9th world conference on Earthquake Engineering, Vol IV, paper 6-2-3 , August 2-9, Tokyo – Kyoto, 1988.
- 12- Kato. B , "Rotation Capacity of H- Section Members as Determined by Local Buckling", Journal of Constructional Steel Research, pp. 95-109, 1989.
- 13- Kato. B , "Deformation Capacity of Steel structures", Journal of Constructional steel Research, P.P. 33-94, 1990.
- 4- حسین زاده.ن، ناطق الهی.ف، "آسیب‌پذیری سازه‌های فولادی با استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی" ، مؤسسه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۳
- 5- ناطقی الهی.ف، کاکاوند اسدی.ر، "رفتار و طراحی سازه‌های ساختمانهای بلند" ، مؤسسه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۵
- 6- آقا کوچک.ع، مجید زمانی.س، شرحی بر ویرایش ۲ آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله(استاندارد ۲۸۰۰) ، کمیته تخصصی مقابله با خطرات ناشی از زلزله ، نشریه شماره ۱۲ ، ۱۳۸۰
- 7- Powell. G.H & Prakash. V& Campbell. S.D & Filippou. F.C, DRAIN-2DX: Base Program User Guide, University of California, Berkeley, 1992.

