



بررسی آسیب پذیری سازه‌های بلند فولادی با استفاده از

تحلیل دینامیکی غیر خطی

هاشم شریعتمدار^۱، علی مهرداد^۲

(دریافت: ۸۸/۱/۱۵، پذیرش: ۸۸/۱۲/۲۵)

چکیده

آیین 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 (Strength) و شکل پذیری (Ductility) مورد استفاده قرار می‌گیرند. یک تفاوت عمده بین ضوابط آیین نامه‌ای طرح لرزه‌ای با برآورد مقاومت لرزه‌ای سازه‌ها این است که طراحی بر اساس آیین نامه در ناحیه ارتجاعی صورت گرفته در صورتیکه برآورد مقاومت لرزه‌ای با توجه به رفتار خمیری سازه‌ها و بررسی مسائلی نظیر 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 کفایت لازم را در برآورد کلیه واکنش‌های سازه‌ای اعم از، تغییر مکان جانبی 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 $0.35g$ می‌باشند. در این تحقیق سه سازه دو بعدی ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه با سیستم قاب خمشی که بارگذاری لرزه‌ای 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 جانبی و نسبی برای طبقات مختلف محاسبه شده و با مقادیر مجاز آیین نامه مقایسه گردید. همچنین نیاز شکل پذیری طبقات محاسبه و با ظرفیت شکل پذیری طبقات مختلف مورد مقایسه و ارزیابی قرار گرفت. شکست موضعی اعضای سازه‌ای 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

ناطقی 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 ناطقی الهی، آسیب پذیری سازه های 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 اعضای سازه ای و کمبود کارهای پژوهشی انجام شده، نیاز به تحقیق در این زمینه قابل توجه و الزامی است. دیده می شود 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 سازه ها یکی از دلایل مهم گسیختگی سازه های خیلی بلند در زلزله های شدید می باشد که در مدل سازی غیر خطی سازه ها، تا حد قابل توجهی نواقص فوق را مرتفع نموده و امکان طرح سازه با رفتار بهتر در برابر زلزله را فراهم می کند. با توجه به اینکه استاندارد ۲۸۰۰ [۲]، برای سازه های منظم با ارتفاع بیش از ۵۰ متر استفاده از تحلیل دینامیکی را الزامی می دارد، باید بررسی نمود که آیا سازه های طرح شده با استفاده از تحلیل طیفی قادر به تحمل زلزله های به مقیاس در آمده تا شتاب $0.35g$ می باشند.

۲- مشخصات کلی سازه ها

سازه های مورد استفاده در این پژوهش قابهای دو بعدی با سیستم قاب خمشی می باشند که شامل سه سازه ۱۵، ۲۰ و ۲۵ طبقه و دارای چهار دهانه ۶ متری می باشند. ارتفاع کلیه طبقات ثابت و برابر ۳/۶ متر است. از آنجا که ارتفاع کلیه سازه ها از ۵۰ متر بیشتر می باشند از سیستم قاب

خمشی ویژه در طرح لرزه ای 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 متمرکز در مرکز جرم طبقات)، از بار مرده بعلاوه ۲۰ درصد بارزنده استفاده شده است. قابها مطابق آیین نامه ۵۱۹ [۱] و طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ ایران بارگذاری و به روش تنش مجاز طراحی شده اند. در طراحی قابها خاک محل احداث سازه ها، 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 نمی باشد.

مطابق با استاندارد ۲۸۰۰، شتاب نگاشت هایی که در انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی مورد استفاده قرار می گیرند باید حداقل سه شتاب نگاشت متعلق به زلزله هایی باشند که شرایط زلزله طرح را برآورده نمایند و به لحاظ ویژگی های زمین شناسی و بخصوص مشخصات لایه های 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 زلزله های طیس، ناغان، منجیل و برای اینکه یک مقایسه جهانی نیز انجام شده باشد از زلزله السترو 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 طیس با بیشینه شتاب زمین (PGA) معادل $0.933g$ در مدت زمان ۲۵ ثانیه ثبت شده است. زلزله ناغان که در مدت ۵ ثانیه ثبت شده دارای PGA معادل $0.72g$ می باشد. مدت زمان ثبت شتابنگاشت منجیل نیز $53/50$ ثانیه بوده است. این زمینلرزه دارای PGA معادل $0.514g$ می باشد.

زلزله السترو که در مدت $53/74$ ثانیه ثبت شده دارای PGA معادل $0.348g$ می باشد. تمامی شتاب نگاشت های زلزله های فوق به شتاب $0.35g$ مقیاس شده اند.

رفتار هیستریسیز تیر- ستون ، توسط مدل دو خطی ذوذنقه ای که در برنامه DRAIN-2DX قرار دارد مدلسازی می گردد .

در این مدل سختی ایده ال شده اعضای سازه ای (Idealized elastic stiffness) ، مقاومت حدی تسلیم M_{yi} ، و نرخ مقاومت سخت شده در حالت پس از تسلیم (post yield range) ، بصورت تابعی از سختی

ایده ال γ_{ki} در نظر گرفته می شود . با استفاده از پارامترهای سختی اولیه و مقاومت سخت شدگی و با توجه به رابطه نیرو تغییر مکان ، پوش رفتار سایکلک تک تناوبی توسط برنامه تولید و به کار گرفته می شود .

در جداول ۱ ، ۲ و ۳ مقاطع طراحی شده برای سازه های فوق مشخص شده اند.

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

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

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 می گیرند.

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 می شود که عبارتند از:

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 بیاندازد. این شکست بر دو نوع کماتش کلی تیر یا ستون و تجاوز چرخش زاویه ای از ظرفیت چرخشی عضو تقسیم بندی می شود.

الف- کنترل شکست کلی

کنترل شکست کلی به مراتب آسانتر از کنترل شکست موضعی می باشد. آیین نامه UBC97 [۸] ، NEHRP97 [۹] و استاندارد ۲۸۰۰ محدودیتهایی را برای جابجایی نسبی یا کلی طبقه در نظر می گیرند. برای سازه های با پیوند کمتر از ۰/۷ ثانیه حداکثر جابجایی نسبی به ۰/۲۵ ارتفاع طبقه و برای سازه های با پیوند بیشتر از ۰/۷ ثانیه، حداکثر جابجایی نسبی به ۰/۲۰ ارتفاع طبقه محدود شده است.

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

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

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

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



آئین نامه AISC97 [۱۰]، نیز محدودیت‌هایی برای دوران هر اتصال در نظر می‌گیرد که مقدار حداکثر دوران در مورد سیستم‌های با شکل‌پذیری کم، متوسط و ویژه به ترتیب برابر ۰/۰۱، ۰/۰۲ و ۰/۰۳ 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 روابط زیر را ارائه داده است. [۱۳ و ۱۲ و ۱۱]

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

$$\theta_U = \frac{L}{S-\rho} \left\{ (1-\rho)^2 \chi_y + (S-1) \left[(1-2\rho)\chi_y + \chi_h + \frac{(S-1)M_p}{2E_r I_e} \right] \right\} \quad (۱)$$

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

$$\theta_U = \frac{L}{S-\rho} \left\{ [(1+\rho^2)-2\rho(S-1)]\chi_y + 2\chi_h(S-\rho-1) + \frac{2M_p}{E_r I_e} \rho(S-\rho-1) + \frac{(S-2\rho-1)^2 M_p}{2E_h I_e} \right\} \quad (۲)$$

برای حالت $\rho = 0$ خواهیم داشت:

$$\theta_U = \frac{L}{S} \left\{ \chi_y + 2\chi_h(S-1) + \frac{(S-1)^2 M_p}{2E_h I_e} \right\} \quad (۳)$$

که در روابط بالا:

$$S = \frac{\sigma_U}{\sigma_y} \quad \rho = \frac{\sigma_0}{\sigma_y} \quad \chi_y = \frac{\varepsilon_y}{h_e}$$

$$E_r = \frac{2EE_h}{E+E_h} \quad \chi_h = \frac{\varepsilon_h}{h_e}$$

در روابط فوق M_p لنگر پلاستیک، E مدول الاستیسیته، E_h مدول سخت‌شدگی، E_r مدول الاستیسیته کاهش یافته، ε_y کرنش تسلیم، ε_h کرنش سخت‌شدگی، h_e ارتفاع مقطع، I_e ممان اینرسی مقطع، A سطح مقطع، L فاصله مقطع بحرانی از نقطه‌ای که لنگر آن صفر است، σ_y تنش تسلیم، σ_u 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 روابط تجربی زیر بدست آورد.

برای مقاطع I شکل:

$$\frac{1}{S} = 0.6003 + \frac{1.600}{\alpha_f} + \frac{0.1535}{\alpha_w} \quad (۴)$$

برای مقاطع توخالی مربعی:

$$\frac{1}{S} = 0.710 + \frac{0.167}{\alpha} \quad (۵)$$

که در روابط بالا:

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

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

t_f ، b_f ، t_w ، d_w به ترتیب ضخامت و عرض بال و ضخامت و عمق جان مقاطع I شکل می‌باشند. t و B ، نیز ضخامت و ابعاد مقاطع توخالی مربعی شکل هستند.

۴- بررسی نیازهای شکل پذیری قابهای مورد مطالعه

همانطور که می دانیم، نیاز عبارت است از پاسخ تحمیل شده از زلزله به یک سازه. پس از بدست آوردن نیازهای لرزهای مانند نیاز شکل پذیری، باید این پارامترها را با پارامتر مربوط به ظرفیت مقایسه کرد و از مقایسه نیاز با ظرفیت یک سازه، می توان نقاط ضعف سازه را مشخص کرد و به تقویت آن اقدام نمود. مقدار نیاز شکل پذیری طبقه ای از رابطه زیر بدست می آید. [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 رابطه بالا، Δ_{\max} ، بیشینه تغییر مکان نسبی طبقه تحت اثر یک زلزله مشخص و Δ_{yield} ، تغییر مکان نسبی طبقه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در طبقه مورد نظر می باشد که از آنالیز استاتیکی غیر خطی (پوش اور) محاسبه می شود.

بنابراین برای محاسبه نیاز شکل پذیری 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 افزایش قرار می دهیم تا لحظه ای که تغییر شکل در این طبقه به مقدار تسلیم برسد. [۳]

برای محاسبه Δ_{\max} در طبقات، سازه ها را تحت رکوردهای مختلف و با حداکثر شتاب $0.35g$ ، تحت آنالیز دینامیکی غیرخطی قرار داده و بیشینه تغییر مکان نسبی آنها محاسبه شده است. و نهایتاً نیاز شکل پذیری هر طبقه تحت رکوردهای زلزله های مختلف از تقسیم Δ_{\max} بر Δ_{yield} بدست آمده است که نتیجه این محاسبات برای سازه های مورد مطالعه در اشکال (۱) تا (۳) ترسیم شده است.

همانطور که از نمودارهای بدست آمده مشخص است، نیازهای شکل پذیری حداکثر حاصل از زلزله طبرس، با افزایش ارتفاع سازه ها، افزایش می یابد و برای زلزله های ناغان و منجیل و السسترو، با افزایش ارتفاع سازه ها، مقدار

نیازهای شکل پذیری حداکثر رو به کاهش می گذرد. علت این امر را می توان در محتوای فرکانسی زلزله های مورد بررسی جستجو نمود.

همچنین نمودارهای مربوط نشان دهنده پراکنندگی در نحوه توزیع نیازهای شکل پذیری با افزایش ارتفاع سازه های مورد مطالعه می باشند که علت این امر را می توان به تأثیر مدهای بالاتر با افزایش ارتفاع سازه ها دانست.

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

۵- مقایسه نیازهای شکل پذیری با ظرفیت شکل پذیری

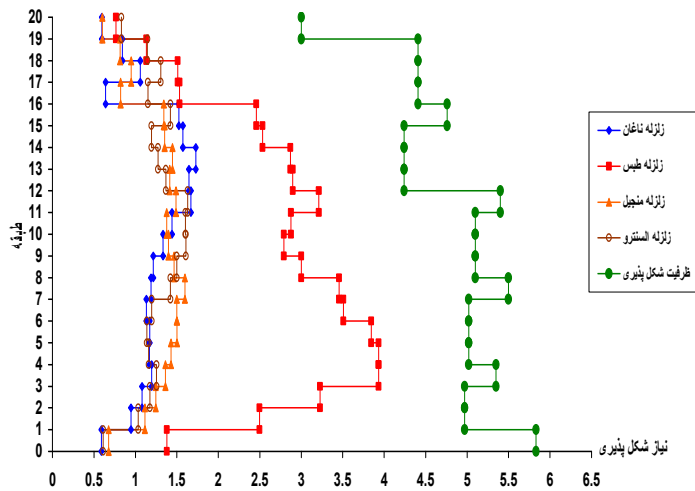
همانطور که میدانیم، نیروهای حد آئین نامه ای بسیار کمتر از نیروی یک زلزله واقعی می باشند، بنابراین اعضای سازه ها در یک زلزله متوسط یا یک زلزله شدید، از رفتار خطی خارج شده و وارد مرحله غیرخطی خواهند شد و با رفتار شکل پذیر خود، انرژی ناشی از زلزله را جذب و مستهلک خواهند نمود. بنابراین شکل پذیری یکی از مهمترین پارامترهای تعیین کننده در مقاوم بودن سازه ها در برابر زلزله می باشد. برای آنکه سازه ای تاب تحمل تغییر شکلهای غیرالاستیک بوجود آمده از یک زلزله را داشته باشد، لازم است در تمامی طبقات سازه ظرفیت شکل پذیری از نیاز شکل پذیری محاسبه شده از زلزله بیشتر باشد. [۳]

طبق تعریف ظرفیت شکل پذیری هر طبقه عبارت است از:

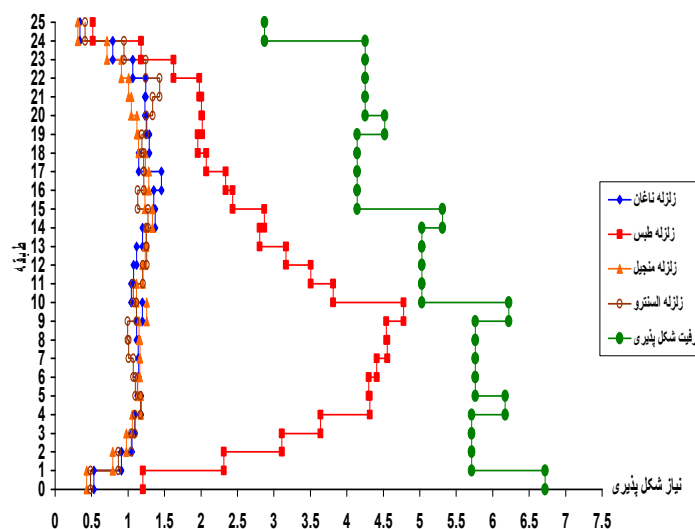
$$D_c = \frac{\Delta_{ult}}{\Delta_{yield}} \quad (7)$$

که در رابطه بالا، Δ_{ult} ، حداکثر تغییر مکان نسبی قابل تحمل توسط طبقه می باشد و Δ_{yield} همان تعریف قبلی را دارا می باشد. با توجه به اینکه حداکثر، تغییر مکان نسبی طبقات را در حالت غیرخطی به ۲ درصد ارتفاع طبقه





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

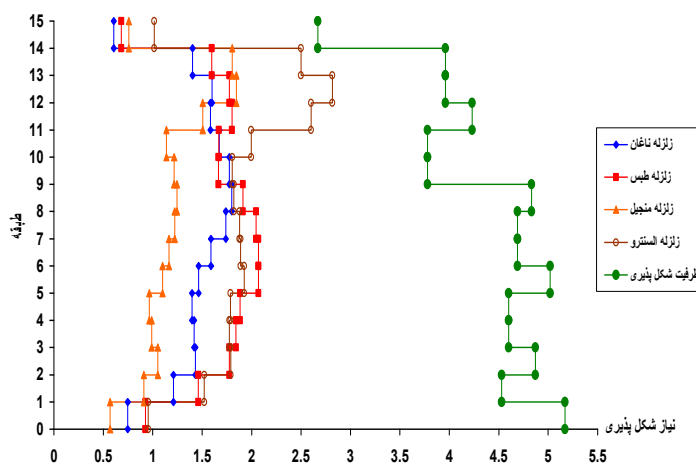


شکل (۳): مقایسه نیازها و ظرفیت های شکل پذیری طبقات در سازه ۲۵

۶- حداکثر پاسخ تغییر مکانهای جانبی و تغییر مکانهای

نسبی طبقات

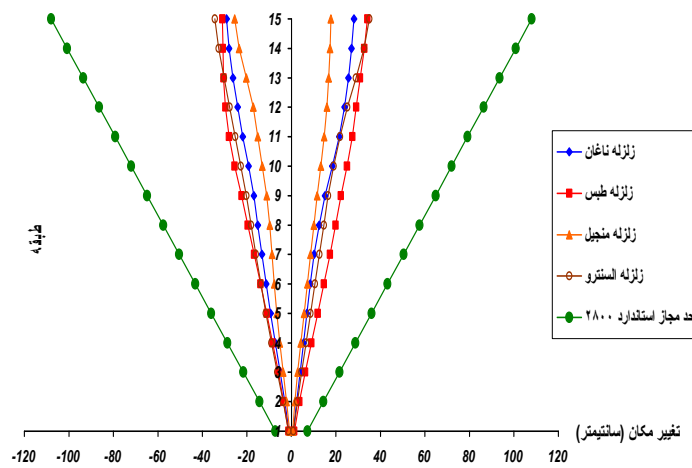
یکی از پارامترهای مهم و قابل اندازه گیری و ملموس برای ارزیابی آسیب پذیری سازه ها، حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات می باشد. این پارامتر عاملی است که معمولاً در تمامی آئین نامه های زلزله راجع به آن بحث شده و مقادیر مجازی نیز برای آن ارائه شده است. این مقادیر مجاز با توجه به نکاتی از قبیل درجه اهمیت سازه، تعداد طبقات، و محل قرار گرفتن سازه از نظر لرزه خیزی، تعیین می شوند.



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

محدود نموده ایم بنابراین برای هر طبقه، Δ_{ult} برابر، $7/2$ سانتیمتر بدست می آید.

در اشکال (۱)، (۲) و (۳)، نیازهای شکل پذیری بدست آمده از زلزله های فوق تحت حداکثر شتاب $0.35g$ در مقابل ظرفیت های شکل پذیری طبقات مختلف سازه های مورد مطالعه، رسم شده است. همانطور که از این نمودارها ملاحظه می شود در تمامی سازه ها، ظرفیت شکل پذیری طبقات از نیازهای شکل پذیری آنها بیشتر می باشند. و بنابراین بیانگر این نکته است که تمامی سازه های فوق از ظرفیت شکل پذیری کافی برخوردار می باشند. همانطور که از نمودارها مشخص است، نیازهای شکل پذیری بدست آمده از زلزله طبس، با افزایش ارتفاع سازه ها رفته رفته به نمودار ظرفیت شکل پذیری نزدیک می شود که این امر بیانگر تأثیر بحرانی تر زلزله طبس، نسبت به دیگر زلزله های مورد مطالعه می باشد همچنین نمودارهای ظرفیت شکل پذیری طبقات، بیانگر افزایش ظرفیت شکل پذیری با افزایش تعداد طبقات می باشند که با توجه به سازه های فوق، بیشترین ظرفیت شکل پذیری طبقه ای در طبقه اول حاصل شده است که این مقدار برای سازه ۱۵ طبقه برابر $5/17$ ، برای سازه ۲۰ طبقه برابر $5/83$ و برای سازه ۲۵ طبقه برابر $6/72$ بدست آمده است. با توجه به نمودارها، کمترین مقدار ظرفیت شکل پذیری طبقه ای در طبقه آخر بدست آمده است.

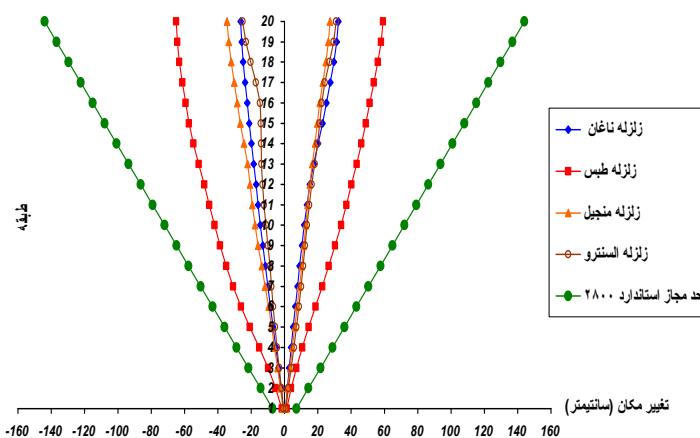


شکل (۴): پیشینه تغییر مکانهای جانبی سازه ۱۵ طبقه تحت زلزله های مختلف

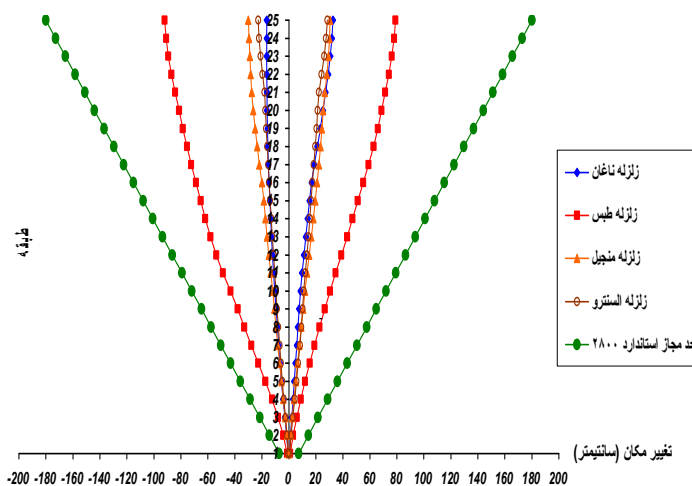
به عنوان مثال در آئین نامه NEHRP، برای ساختمانهای گروه III (ساختمانهای با اهمیت زیاد پس از زلزله)، حداکثر تغییر مکان نسبی هر طبقه به 0.01 ارتفاع طبقه و برای ساختمانهای گروه II (ساختمانهای با تعداد ساکنین زیاد) و ساختمانی گروه I (سایر ساختمانها) این مقدار به 0.015 ارتفاع طبقه محدود شده است. [۴] در آئین نامه UBC97، برای ساختمانهای با زمان تناوب کمتر از 0.7 ثانیه، این مقدار به 0.025 ارتفاع طبقه و برای ساختمانهای با زمان تناوب بزرگتر از 0.7 ثانیه، این مقدار به 0.02 ارتفاع طبقه محدود شده است.

در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم، این مقدار برای ساختمانهای با زمان تناوب کمتر از 0.7 ثانیه به 0.025 ارتفاع طبقه و برای ساختمانهای با زمان تناوب بزرگتر از 0.7 ثانیه این مقدار به 0.02 ارتفاع طبقه محدود شده است. در این پژوهش با توجه به اینکه پیوند سازه‌های مورد مطالعه همگی از 0.07 ثانیه بیشتر است، محدودیت تغییر مکان نسبی طبقات در حالت غیرخطی، 0.02 ارتفاع طبقه در نظر گرفته شده است که اگر این محدودیت را به کل ارتفاع سازه تعمیم دهیم، حداکثر تغییر مکان جانبی برای سازه ۱۵ طبقه برابر 108 سانتیمتر، برای سازه ۲۰ طبقه برابر 144 سانتیمتر و برای سازه ۲۵ طبقه برابر 180 سانتیمتر بدست می‌آید.

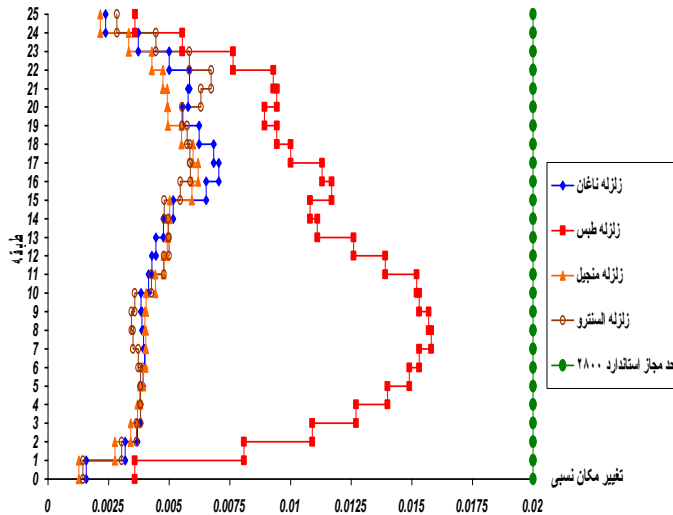
در اشکال (۴)، (۵) و (۶)، نمودارهای تغییر مکان جانبی حداکثر حاصل از آنالیز دینامیکی غیرخطی تحت رکوردهای مختلف ترسیم شده است با توجه به این نمودارها، تمامی سازه‌های فوق، زلزله‌های مقیاس شده تا حد $0.35g$ را به خوبی تحمل نموده‌اند. در تمامی این سازه‌ها تغییر مکان جانبی بدست آمده از زلزله طبس به غیر از سازه ۱۵ طبقه در دو طبقه انتهایی، از تغییر مکان جانبی حاصل از زلزله‌های دیگر بیشتر است و با افزایش ارتفاع سازه‌ها، تغییر مکان جانبی حاصل از زلزله طبس از تغییر مکان جانبی سایر زلزله‌ها فاصله می‌گیرد و به حد تغییر مکان مجاز آئین نامه نزدیکتر می‌شود.



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



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



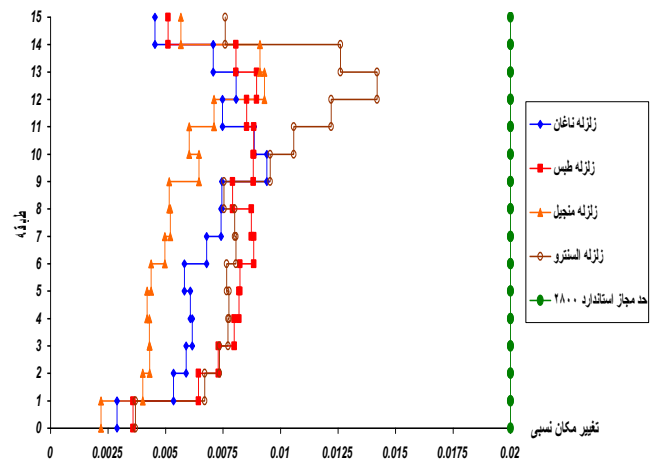
شکل (۹): بیشینه تغییر مکانهای نسبی سازه ۲۵ طبقه تحت زلزله های مختلف

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 طیس) 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 ورودی حساس می باشد و خصوصا اینکه مسئله برای زلزله های حاکم بر ایران (طیس) 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.

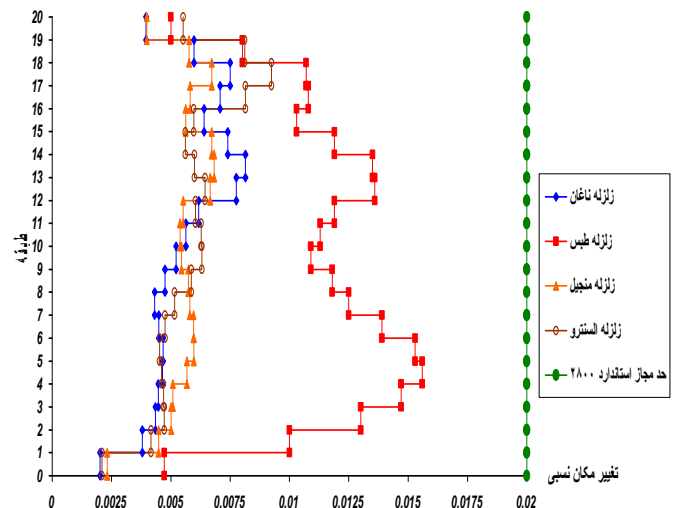
۷- بررسی شکست کلی و شکست موضعی سازه های مورد مطالعه

همانطور که ذکر گردید، شکست کلی حالتی است که پایداری کل سازه به مخاطره بیافتد و باعث خسارت و خرابی زیاد بشود. در این پژوهش، با بررسی نیازهای شکل پذیری طبقات و مقایسه آن با ظرفیت شکل پذیری طبقه ای و همچنین مقایسه تغییر مکان جانبی و تغییر مکان نسبی طبقات تحت رکوردهای زلزله های مختلف با مقادیر مجاز استاندارد ۲۸۰۰، نتیجه شد که سازه های فوق، قادر به تحمل کلیه زلزله های به مقیاس درآمده با حداکثر شتاب

در اشکال (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 طیس با افزایش ارتفاع سازه ها 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 پایینی بوجود می آید. همانطور که این نمودارها نیز نشان می دهد، تغییر مکانهای نسبی بدست آمده از زلزله های مختلف و تحت حداکثر شتاب $0.35g$ ، 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

۰/۳۵g می‌باشند و در هیچ یک از آنها نیز مکانیزیم طبقه نرم اتفاق نمی‌افتد، و در هیچ 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.

در هیچ یک از اعضا 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. در هیچ کدام از ستونها نیز کماتش 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.

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

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



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

تعداد طبقات سازه	مقطع ستون در طبقه اول (میلیمتر)	زلزله مورد نظر	بار محوری فشاری بدست آمده تحت شتاب مقیاس شده ۰.۳۵g (تن)	حد اکثر بار محوری فشاری قابل تحمل توسط ستون (تن) $P_{sc} = 1.7 F_a * A$
15	BOX:400*400*30	طبس	356.67	881.33
		ناغان	312.43	
		منجیل	297.08	
		السترو	358.80	
20	BOX:450*450*30	طبس	446.00	985.01
		ناغان	409.36	
		منجیل	416.32	
		السترو	410.52	
25	BOX:550*550*30	طبس	614.77	1217.83
		ناغان	517.59	
		منجیل	514.18	
		السترو	515.61	

۸- نتیجه گیری

۱- نیازهای شکل پذیری طبقه ای با افزایش ارتفاع سازه ها از حالت یکنواخت خارج می شوند که علت این امر دخالت موده های 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

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 ابنیه 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

- 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

- ۴- حسین زاده، ن، ناطق الهی، ف، "آسیب پذیری سازه های فولادی با استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی"، مؤسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۳
- ۵- ناطق الهی، ف، کاکاوند اسدی، ر، " رفتار و طراحی سازه های ساختمانهای بلند"، مؤسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۵
- ۶- 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

