بسم الله الرحمن الرحيم

دانشگاه علم و صنعت ایران

دانشکدهٔ مهندسی عمران

پایان‌نامه کارشناسی ارشد

مهندسی عمران _ سازه

بررسی عملکرد لرزه‌ای مهارهای زانویی جهت کنترل آسیب به اعضای قاب

مـینا نعـیمی

استاد راهنما :

دکتر محمدعلی برخورداری

استاد مشاور:

دکتر غلامرضا قدرتی امیری

دی ۱۳۸۵

چکیده

طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی باید دو معیار مهم را ارضاء کند. این سازه‌ها باید دارای سختی کافی برای کنترل تغییرمکان نسبی طبقات جهت جلوگیری از خسارت سازه‌ای و غیرسازه‌ای تحت زلزله‌های متوسط ولی مکرر باشد. و در طی زمین‌لرزه‌های شدید سازه باید مقاومت و شکل‌پذیری کافی برای جلوگیری از فروریزش را داشته باشد. از آنجا که سختی و شکل‌پذیری بطور کلی دو معیار متضاد می‌باشند، قابهای خمشی (MRF) و قابهای مهاربندی همگرا (EBF) که بخش قابل توجهی از ساخت و سازهای کشور ایران را شامل می‌شوند، نمی‌توانند هردو معیار را بطور همزمان و بصورت اقتصادی ارضاء کنند.

در یک قاب خمشی، سیستم دفع انرژی بسیار خوبی وجود دارد، اما برای داشتن سختی کافی جهت جلوگیری از تغییرمکانهای نسبی زیاد، باید مقاطع تیرهای قاب بزرگ طراحی شود و یک قاب مهاربندی همگرا بسیار سخت‌تر از یک قاب خمشی با مقاطع مشابه است، ولی توانایی دفع انرژی در این سیستم به خاطر کمانش مهاربندهای قطری ضعیف می‌باشد. سیستمی که برای رفع این مشکل پیشنهاد شد، قابهای مهاربندی واگرا بوده که دارای هردو معیار سختی و شکل‌پذیری را بطور اقتصادی است. در این سیستم با انتخاب برون‌محوری مناسب، سختی کافی توسط مهاربندها تامین شده و شکل‌پذیری نیز از تسلیم برشی قسمتی از تیر که در اثر برون‌محوری مهاربندها بوجود آمده، تامین می‌گردد.

در کلیهٔ سیستمهای فوق برای دفع انرژی ورودی زلزله تغییرشکل‌های غیرالاستیک در اعضای اصلی سازه بوجود می‌آید که هزینهٔ هنگفتی برای تعمیر و بازسازی قسمتهای آسیب‌دیده لازم است. لیکن در سازه‌های مهاربندی زانویی که اخیراً محققین پیشنهاد شده است، سختی جانبی توسط مهاربندهای قطری و شکل‌پذیری با تشکیل مفاصل پلاستیک در المانهای زانویی که اعضای ثانویه در قاب بشمار می‌روند، تامین می‌شود. بدین ترتیب خسارت سازه‌ای ناشی از زلزله در این المانها متمرکز شده که تعمیر و بازسازی آنها راحت‌تر و اقتصادی‌تر می‌باشد.

در این پژوهش با انجام آنالیزهای خطی و غیرخطی استاتیکی در چندین قاب با سیستم مهاربندی زانویی و ضربدری به بررسی و مقایسهٔ عملکرد لرزه‌ای آنها جهت کنترل آسیب به اعضای اصلی و غیراصلی پرداخته می‌شود. و با استفاده از نتایج آنالیز غیرخطی، پارامترهای لرزه‌ای و چگونگی تشکیل مفاصل پلاستیک در هر دو نوع قاب محاسبه و ارائه می‌گردد.

واژه‌ها کلیدی: قاب مهاربند زانویی، پارامترهای لرزه‌ای، دفع انرژی.

فهرست مطالب

عنوان **صفحه**

فهرست مطالب ..... أ
فهرست اشکال ..... ج
فهرست جداول ..... و

مقدمه

فرضیات تحقیق ۲
روش تحقیق ۳

فصل اول : اصول کلی طراحی لرزه‌ای

۱-۱- هدف از طراحی لرزه‌ای ۴
۱-۲- ظرفیت در برابر نیاز ۷
۱-۳- پارامترهای تعیین کننده مشخصات لرزه ای سازه ها ۸
۱-۳-۱- مفصل پلاستیک ۸
۱-۳-۲- ضریب شکل‌پذیری ۹
۱-۳-۲-۱- اهمیت شکل‌پذیری در سازه‌ها ۱۱
۱-۳-۳- ضریب رفتار ۱۲
۱-۳-۳-۱- تاریخهٔ پیدایش و شکل‌گیری محاسبهٔ ضریب رفتار ۱۳
۱-۳-۳-۲- روشهای محاسبه ضریب رفتار ۱۵
۱-۳-۳-۳-ضریب اضافه مقاومت ۲۳
۱-۳-۳-۴- عوامل مؤثر بر رابطه ضریب رفتار و ضریب شکل پذیری ۲۷
۱-۳-۳-۵- ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری(R_μ) و مروری بر تحقیقات انجام شده ۳۰
۱-۳-۳-۶- آنالیز استاتیکی افزاینده غیرخطی(Push Over) ۳۶
۱-۳-۳-۷- شرح آنالیز ۳۷
۱-۳-۳-۸- منحنی ظرفیت ۳۷
۱-۳-۳-۹- اهداف آنالیز استاتیکی افزاینده غیرخطی ۳۷

فصل دوم : مروری بر سیستمهای باربر جانبی معمول در ساختمانها

۲-۱- میراگرهای چرخه‌ای فولادی ۳۹
۲-۱-۱- سیستم مهاربندی خارج از مرکز ۴۰
۲-۱-۲- سیستم قاب خمشی ۴۱

۲-۱-۳- قابهای مهاربند همگرا و مهاربندV شکل ۴۲
۲-۱-۴- قابهای مهاربند واگرا ۴۳
۲-۱-۵- قابهای مهاربندی زانویی ۴۴
فصل سوم : قابهای مهاربند زانویی و المان زانویی
۳-۱- معرفی ۴۷
۳-۲- انتخاب نوع قاب مهاربند زانویی ۴۷
۳-۳- انتخاب شکل بهینه ۵۰
۳-۴- رفتار غیرخطی مهاربند زانویی ۵۲
۳-۵- ارائه روشی برای طراحی المان زانویی ۵۶
۳-۶- پارامترهای محدود کنندهٔ شکل‌پذیری در عضو زانویی ۶۰
۳-۷- تذکراتی در مورد نحوه طراحی و ضریب رفتار ۶۰
۳-۸- نحوه مدل کردن غیرخطی عضو زانویی ۶۱
فصل چهارم : رفتار لرزه‌ای قابهای ساختمانی نمونه با مهاربندی زانویی
۴-۱- معرفی ۶۲
۴-۲- معرفی قابهای ساختمانی نمونه ۶۲
۴-۲-۱- ابعاد هندسی ساختمان ۶۲
۴-۲-۲- انتخاب مقاطع و مصالح ۶۴
۴-۲-۳- اتصالات و جزئیات ساخت ۶۴
۴-۲-۴- بارگذاری و ترکیبات بار ۶۴
۴-۲-۵- تحلیل غیرخطی Push Over ۷۰
۴-۲-۶- منحنی نیرو- تغییرشکل برای اعضای فولادی ۷۱
فصل پنجم : آنالیز نمونه‌ها و استخراج نتایج
۵-۱- طراحی مقاطع مناسب ۷۸
۵-۲- نتایج تحلیل غیرخطیPush Over ۷۹
۵-۳- تعیین پارامترهای لرزه‌ای ۸۲
۵-۴- مقایسهٔ عملکرد غیرخطی در قابهای نمونه ۸۵
فصل ششم : جمع بندی نتایج و پیشنهادات آتی
۶-۱- خلاصهٔ نتایج ۹۰
۶-۲- پیشنهادات برای پژوهشهای آینده ۹۱
منابع و مراجع ۹۲

فهرست اشکال

شکل ۱-۱- یک تیر دوسر ساده و تشکیل مفصل پلاستیک در آن ۸

شکل ۱-۲- منحنی نیرو-تغییرشکل مفاصل پلاستیک در اعضا ۹

شکل ۱-۳- روشهای محاسبه تغییرمکان δ_y ۱۰

شکل ۱-۴- رفتارهای خطی و غیرخطی سیستم سازه ای ۱۲

شکل ۱-۵- منحنی پاسخ واقعی و ایده‌آل کلی سازه ۱۷

شکل ۱-۶- مدل ساده شده با ظرفیت باز توزیع پلاستیک ۲۱

شکل ۱-۷- روش نیومارک معادل ۲۲

شکل ۱-۸ (الف) تئوری ضریب شکل‌پذیری (ب) تعادل انرژی ۲۳

شکل ۱-۹- تغییرات ضریب اضافه مقاومت با تغییر در پریود ارتعاش سیستم ۲۸

شکل ۱-۱۰(الف) تغییرات μ بر حسب F_y (ب) طیف خطی و غیرخطی با شکل پذیری ثابت ۳۱

شکل ۱-۱۱- پاسخ سیستم در حالت (الف) تساوی تغییرمکانها (ب) تساوی انرژی ها ۳۴

شکل ۱-۱۲-ضرائب کاهش پشنهادی ریدل، هیدالگو و کروز ۳۵

شکل ۲-۱- سیستم مهاربند خارج از مرکز ۴۰

شکل ۲-۲- منحنی‌های هیسترزیس نیرو- تغییرمکان سیستم‌های مهاربندی خارج از مرکز ۴۰

شکل ۲-۳- روشهایی از تقویت اتصالات خمشی ۴۲

شکل ۲-۴- الگوهای مختلف کاهش مقطع تیر ۴۲

شکل ۲-۵- (الف) مهاربند V. (ب) مهاربند X . (پ) مهاربند قطری تکی ۴۲

شکل ۲-۶- قابهای مهاربند واگرا ۴۳

شکل ۲-۷- قابهای مهاربند زانویی مختلف ۴۵

شکل ۳-۱- ابعاد قاب مهاربند زانویی ۴۷

شکل ۳-۲- تاثیر مهاربند بر سختی قاب ۴۸

شکل۳ -۳- تاثیر طول المان زانویی بر سختی قاب ۴۸

شکل۳ -۴- تاثیر ممان اینرسی المان زانویی روی سختی ۴۹

شکل ۳-۵- شکل کلی سیستم مهاربند زانویی با یک المان زانویی ۵۰

شکل ۳-۶- هندسه کلی قابهای مثال ۵۰

شکل ۳-۷- بررسی زاویه المان زانویی روی قابهای مثال ۵۱
شکل ۳-۸- معرفی پارامترها ۵۱
شکل ۳-۹- بررسی تغییرات نقطهG نسبت به سختی جانبی قابهای مثال($h = 500mm, A = 27cm^2$) ۵۱
شکل ۳-۱۰- الگوریتم پیشنهادی برای تعریف منحنی رفتار دوخطی قابهایKBF ۵۲
شکل ۳-۱۱- رفتار غیرخطی کلی قابهایKBF در برابر بارهای جانبی ۵۳
شکل ۳-۱۲- مقایسه‌ای بین روش پیشنهادی و روش دقیق ۵۳
شکل ۳-۱۳- سختی الاستیک قابKBF با نسبت‌های $b/h = 1$ و $(a): H/B = 0.5$; $(b): H/B = 0.75$ ۵۴
شکل ۳-۱۴- جابجایی تسلیم قابKBF با نسبت‌های $\beta = 0.01, I_b / I_c = 0.5, b/h = 1$
$(a): H/B = 0.5, M_{ky}/(EI_c/H) = 0.02; (b): H/B = 0.75, M_{ky}/(EI_c/H) = 0.04$ ۵۵
شکل ۳-۱۵- حداکثر شکل‌پذیری قابKBF با نسبت‌های $\beta = 0.01, I_b / I_c = 0.5, b/h = 1$
$M_{ky}/(EI_c/H) = 0.02$و(a) : محدودیت ستون ; (b) : محدودیت تیر ۵۵
شکل ۳-۱۶- اثر ترکیب نیروی محوری- خمش، ممان در نقاط پلاستیک ۵۶
شکل ۳-۱۷- امتداد کلی نیروها و معادلات تعادل استاتیکی مناسب ۵۶
شکل ۳-۱۸- مقادیر شکل‌پذیری نیاز برای سازه‌هایی با پریود متفاوت و میرایی2% ۵۷
شکل ۳-۱۹- قابKBF مثال ۵۸
شکل ۳-۲۰- مدل سازه‌ای برای تحلیل قاب دو طبقه در نرم‌افزار غیرخطی ۶۱
شکل ۴-۱- پلان کلیهٔ قابهای نمونه ۶۳
شکل ۴-۲- شکل بهینهٔ قرارگیری المان زانویی ۶۳
شکل ۴-۳- قابهای دوبعدی پنج طبقه مهاربند ضربدری و زانویی ۶۷
شکل ۴-۴- قابهای دوبعدی ده طبقه مهاربند ضربدری و زانویی ۶۷
شکل ۴-۵- قابهای دوبعدی پانزده طبقه مهاربند ضربدری و زانویی ۶۸
شکل ۴-۶- قابهای دوبعدی بیست طبقه مهاربند ضربدری و زانویی ۶۹
شکل ۴-۷- منحنی نیرو- تغییرشکل تعمیم یافته برای اعضای فولادی ۷۱
شکل ۵-۱- منحنی‌های نیرو- تغییرمکان قابهای ۵ طبقه با سیستم مهاربند ضربدری و زانویی ۸۰
شکل ۵-۲- منحنی‌های نیرو – تغییرمکان قابهای ۱۰ طبقه با سیستم مهاربند ضربدری و زانویی ۸۱
شکل ۵-۳- منحنی‌های نیرو – تغییرمکان قابهای ۱۵ طبقه با سیستم مهاربند ضربدری و زانویی ۸۱
شکل ۵-۴- منحنی‌های نیرو – تغییرمکان قابهای ۲۰ طبقه با سیستم مهاربند ضربدری و زانویی ۸۲

شکل ۵-۵ نمودار تغییرات ضریب رفتار بر مبنای تنش نهایی حد تسلیم نسبت به طبقه در دو سیستم مهاربندی ۸۴
شکل ۵-۶- تشکیل مفاصل پلاستیک، مقادیر برش پایه و تغییرمکان بام در دو قاب ۵ طبقه با سیستم زانویی و ضربدری ..۸۵
شکل ۵-۷- تشکیل مفاصل پلاستیک، مقادیر برش پایه و تغییرمکان بام در دو قاب ۱۰ طبقه با سیستم زانویی و ضربدری ۸۶
شکل ۵-۸- تشکیل مفاصل پلاستیک، مقادیر برش پایه و تغییرمکان بام در دو قاب ۱۵ طبقه با سیستم زانویی و ضربدری ۸۷
شکل ۵-۹- تشکیل مفاصل پلاستیک، مقادیر برش پایه و تغییرمکان بام در دو قاب ۲۰ طبقه با سیستم زانویی و ضربدری ۸۸

فهرست جداول

جدول۱-۱- ترکیبات سطوح عملکرد سازه ای و غیرسازه ای برای تشکیل سطوح عملکردی ساختمان ۶

جدول۱-۲- سطح عملکرد قابل قبول برای زلزله‌های مختلف ۷

جدول۱-۳- پارامترهای بکار رفته در رابطه ریدل، هیدالگو و کروز ۳۴

جدول۴-۱- مشخصات مصالح فولاد مصرفی مورد استفاده ۶۴

جدول۴-۲- منحنی نیرو- تغییرشکل و جدول مربوط به BOX 180*180*10 ..... ۷۲

جدول۴-۳- منحنی نیرو- تغییرشکل و جدول مربوط به BOX 100*100*5.4 ..... ۷۲

جدول۴-۴- منحنی نیرو- تغییرشکل و جدول مربوط به BOX 100*100*8 ..... ۷۲

جدول۴-۵- منحنی نیرو- تغییرشکل و جدول مربوط به BOX 120*120*7.1 ..... ۷۳

جدول۴-۶- منحنی نیرو- تغییرشکل و جدول مربوط به BOX 160*160*8 , 200*200*10 ..... ۷۳

جدول۴-۷- منحنی نیرو- تغییرشکل و جدول مربوط به BOX 140*140*8.8 ..... ۷۳

جدول۴-۸- منحنی نیرو- تغییرشکل و جدول مربوط به BOX 240*240*8.8 ..... ۷۴

جدول۴-۹- منحنی نیرو- تغییرشکل و جدول مربوط به BOX 220*220*10 ..... ۷۴

جدول۴-۱۰- منحنی نیرو- تغییرشکل و جدول مربوط به BOX 260*260*8.8 ..... ۷۴

جدول ۴-۱۱- تنش فشاری مجاز برای مقاطع دوبل ناودانی ۷۵

جدول۴-۱۲- منحنی نیرو- تغییرشکل و جدول مربوط به 2UNP80,2UNP100 ..... ۷۶

جدول۴-۱۳- منحنی نیرو- تغییرشکل و جدول مربوط به 2UNP120,2UNP140 ..... ۷۶

جدول۴-۱۴- منحنی نیرو- تغییرشکل و جدول مربوط به 2UNP160,2UNP180 ..... ۷۷

جدول۵-۱- مقاطع المانهای سازه‌ای در قاب مهاربند ضربدری و زانویی ۵ طبقه ۷۸

جدول۵-۲- مقاطع المانهای سازه‌ای در قاب مهاربند ضربدری و زانویی ۱۰طبقه ۷۸

جدول۵-۳- مقاطع المانهای سازه‌ای در قاب مهاربند ضربدری و زانویی ۱۵طبقه ۷۹

جدول۵-۴- مقاطع المانهای سازه‌ای در قاب مهاربند ضربدری و زانویی ۲۰طبقه ۷۹

جدول۵-۵- پارامترهای لرزه‌ای قابهای مهاربندی زانویی ۸۳

جدول۵-۶- پارامترهای لرزه‌ای قابهای مهاربندی ضربدری ۸۳

مقدمه

بررسی عملکرد لرزه ای مهارهای زانویی جهت کنترل آسیب به اعضای قاب

بخش عمده‌ای از جمعیت دنیا در مناطق لرزه‌خیز شناخته‌شده‌ای زندگی می‌کنند و این تعداد به خاطر رشد سریع شهرها و کلان‌شهرهایی که در این مناطق قرار دارند رو به افزایش می‌باشد.

جاذبه‌های اقتصادی، آموزشی، فرهنگی و... از دیگر عوامل افزایش خطر لرزه‌ای محسوب می‌گردد. در ۱۰۰سال گذشته، شهرهای بزرگ به جز توکیو(۱۹۲۳) و تانگشان(۱۹۷۶) متحمل خسارتهای زیاد ناشی از زلزله‌های شدید (بزرگی>۷) نگردیده‌اند. اما متاسفانه این موضوع دوام چندانی نداشت. فشارهای اقتصادی باعث شده طرح‌های لرزه‌ای نسبت به طرح سازه‌ای استاندارد تفاوت چندانی نداشته باشند، بنابراین مهندسان ملزم به ایجاد طرح‌های لرزه‌ای اقتصادی می‌باشند.

در زلزله‌های ۱۹۹۴ نورثریج و ۱۹۹۵ کوبه، بیشتر سازه‌هایی که بعد از سال ۱۹۸۰ ساخته شده بودند، فرونریختند و بطور موفقیت آمیزی نیاز اولیه، که حفظ جان انسان است، را تامین نمودند، اما تعداد زیادی از ساختمانهایی که بدون فروریزش پس از زلزله باقی مانده بودند یا باید تخریب شده و یا هزینه‌های زیادی برای تعمیر آنها صرف می‌شد. مخارج مستقیم متحمل (از مخارج غیرمستقیم مانند از بین رفتن کسب و کار و تولید صرفنظر شده است) برای زلزلهٔ نورثریج در حدود ۱۶ میلیارد دلار و برای زلزلهٔ کوبه حدود ۱۰۰میلیارد دلار بوده است. این زلزله‌ها از لحاظ زلزله‌شناسی در این مناطق، بزرگ نبوده‌اند: برای مثال در ژاپن زلزله‌های درون خشکی با بزرگی ۷ وبزرگتر از آن در ۱۰۰سال اخیر ۶ بار اتفاق افتاده اند.

باتوجه به اینکه کشور ایران بر روی کمربند آلپ-هیمالیا واقع شده است، هر ساله شاهد خسارتهای مالی و بعضاً جانی در یکی از نقاط کشور می باشیم. در این راستا لازم است سازه‌هایی طراحی گردد که نه تنها در شدیدترین زلزله‌های مورد انتظار در یک منطقه فرونریزد بلکه متحمل خسارات محدود و یا هیچ خسارتی در طی زلزله‌هایی با احتمال وقوع بیشتر در عمر مفید سازه گردد. بنابراین سازه‌هایی که برای مناطقی با لرزه‌خیزی بالا طراحی می‌شوند باید دو معیار را ارضاء کنند. اوا اینکه این سازه‌ها باید سختی کافی برای کنترل تغییرمکان جانبی جهت جلوگیری از هرگونه خسارت سازه‌ای یا غیرسازه‌ای در

زمین‌لرزه‌های مکرر ولی متوسط را داشته و دوم اینکه تحت زلزله‌های شدید سازه باید مقاومت و شکل‌پذیری کافی برای جلوگیری از فروریزش را داشته باشد، یعنی خسارت سازه‌ای محدود و غیرسازه‌ای مجاز است. از سوی دیگر به دلیل دسترسی آسان سازه‌های فولادی استفاده از قابهای خمشی و مهاربندی همگرا بطور گسترده‌ای در کشورمان صورت می‌گیرد. قابها خمشی در اثر تسلیم خمشی المانهای تیر دارای شکل‌پذیری مناسبی است ولی سختی این نوع قاب محدود می‌باشد. قابهای مهاربند همگرا سختی کافی داشته اما به خاطر کمانش مهارهای قطری شکل‌پذیری محدودی دارند. برای حل این مشکل Roeder و Popov قابهای مهاربندی واگرا EBF را پیشنهاد دادند. با انتخاب یک طول خروج از مرکزیت مناسب، سختی مورد نظر از مهاربندها و شکل‌پذیری نیاز نیز در طی تسلیم برشی قسمت کوتاهی از تیر، که Link نامیده می‌شود، تامین می‌گردد. برای رسیدن به شکل‌پذیری مورد نیاز باید در این قسمت از تیر تسلیم‌های برشی متعددی صورت گیرد که ممکن است منجر به خسارات جدی در کف طبقه گردد، از طرفی از آنجا که لینک برشی یک قسمتی از اعضای اصلی سازه‌ای می‌باشد، تعمیر و بازسازی آن مشکل خواهد بود.

بعدها Aristizabal-Ochoa سیستمی را پیشنهاد کرد که در آن سختی عضو قطری و رفتار شکل‌پذیر عضو زانویی را به صورت ترکیبی مناسب گرد هم آورد. اما سیستم پیشنهاد شده برای طراحی لرزه‌ای مناسب نبود زیرا مهاربندها قطری اعضای لاغری طراحی شده بودند، در حلقه‌های هیسترزیس جمع‌شدگی و زوال نامناسب بوجود آمده بنابراین دفع انرژی زلزله به خوبی صورت نمی‌گیرد. پس از آن Balendra این سیستم را دوباره مورد آزمایش قرار داده و طرح اصلاح شده‌ای ارائه داد. در این سیستم مهارهای قطری کمانش ناپذیر بیشتر سختی جانبی را تامین می‌کند و شکل‌پذیری در یک زلزلهٔ محتمل با تسلیم خمشی عضو زانویی بوجود می‌آید. بدین طریق خسارت ساختمانی در اعضای ثانویه متمرکز شده که تعمیر و بازسازی آنها راحت‌تر و با هزینهٔ کمتری است.

با توجه به اینکه در آیین‌نامه‌ها و مباحث طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، از آنجا که اغلب مهندسین محاسب تنها با رفتار الاستیک سازه‌ها آشنایی داشته و نیز به دلیل وقتگیر بودن تحلیل غیرخطی، اغلب اوقات رفتار غیرخطی سازه‌ها بررسی نمی‌شود، در این پژوهش با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی قابها عملکرد لرزه‌ای آنها از طریق تعیین ضریب رفتار و بررسی آسیب به اعضای قاب مورد مطالعه قرار گرفته و به این ترتیب به

تحقیق عمیقتر موضوع از بعد کاربردی آن در کشور ما، از لحاظ شرایط لرزه‌خیزی و ساخت و ساز و نیز راندمان آن می‌پردازیم.

فرضیات تحقیق

برای مطالعات انجام شده در این پروژه فرضیاتی در نظر گرفته شده است که از آنجمله می توان موارد زیر را نام برد:

الف- رفتار فولاد در سازه به صورت الاستوپلاستیک فرض شده است و نرم افزار مورد استفاده SAP2000 VERSION 9.03 می باشد.

ب- سازه‌های مورد مطالعه جزء سازه‌های میان مرتبه متعارف می‌باشند.

ج- مدل نیرو – تغییرشکل برای تحلیل غیرخطی سازه‌ها، یک مدل دوخطی با شیب مثبت شاخه دوم در نظر گرفته شده است.

د- شرایط لرزه‌خیزی شدید برای بررسی عملکرد لرزه‌ای قابها در نظر گرفته شده است.

روش تحقیق

روش تحقیق برای قابهای دو بعدی با تعداد طبقات متفاوت در دو نوع زانویی و ضربدری تحت زلزله آیین نامه ۲۸۰۰ ایران مطابق گامهای زیر است:

گام اول: سازه مورد نظر طبق آیین نامه ۲۸۰۰ ایران بارگذاری لرزه‌ای می‌شود.

گام دوم: مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمانی ، سازه طراحی می‌شود.

گام سوم: بر روی مدلهای فوق تحلیل استاتیکی خطی و سپس استاتیکی غیرخطی انجام می‌شود.

گام چهارم: با استفاده از روش Push Over آسیب‌پذیری مدلها مورد بررسی قرار می‌گیرد.

گام پنجم: نتایج مدلهای مهار زانویی و ضربدری با یکدیگر مقایسه شده و ضریب رفتار متناسب با هر مدل ارائه می‌شود.

فصل اول

اصول کلی طراحی لرزه‌ای

۱-۱- هدف از طراحی لرزه‌ای

جدای از روشها و ابتکارهای بکارگرفته شده در طراحی ساختمانهای مقاوم در برابر زلزله روشهای استفاده شده برای طرح لرزه ای بر اصولی بنا شده است که کم و بیش در روشهای مختلف یکسان هستند. اصول یاد شده برای نخستین بار در چاپ ۱۹۶۷ تفسیر کتاب آبی انجمن مهندسین سازه کالیفرنیا(SEAOC) بیان شده است و از آن به بعد تنها با تغییرات اندکی حفظ شده است. ایمن سازی سازه ها با توجه به شدت زلزله طرح (که با استفاده از تحلیل ریسک، دوره بازگشت زلزله ها و طول عمر مفید سازه انتخاب می گردد)صورت پذیرفته که مناسبترین آنها به صورت خلاصه بیان می گردد.

- حالت حدی بهره برداری(در حد سرویس دهی)

در ارتعاشات خفیف زمین ناشی از زلزله که ممکن است در طول عمر مفید ساختمان به دفعات اتفاق بیفتد باید از وقوع خسارت های سازه ای و غیرسازه ای جلوگیری شود. تحلیل و طراحی در این حالت در محدوده ارتجاعی صورت پذیرد و به دلیل جلوگیری از تخریب اجزاء غیرسازه ای محدودیت تغییرمکان جانبی اعمال می گردد.

- حالت حدی کنترل زیان

در ارتعاشات متوسط زمین ناشی از زلزله که ممکن است در طول عمر مفید ساختمان گاهی اتفاق بیفتد باید از وقوع خسارت های سازه ای جلوگیری نموده و وقوع خسارت های غیرسازه ای را به حداقل رساند.

- حالت حدی نهایی

در ارتعاشات شدید زمین ناشی از زلزله که ممکن است به ندرت در طول عمر مفید ساختمان اتفاق بیفتد استفاده از سازه بعد از وقوع زلزله منتفی است و تنها نجات جان انسانها معیار طراحی قرار

می گیرد و از مقاومت سازه تا مرز انهدام استفاده می گردد.

با توجه به مراتب فوق ملاحظه می گردد که منظور از طراحی مناسب یک سازه در برابر زلزله به هیچ وجه به معنای عدم بروز خسارت در حین هر زلزله نمی باشد؛چنین مساله ای بیشتر ناشی از وارد کردن مسائل اقتصادی در طراحی است. علاوه بر این در هیچ موردی اجازه داده نخواهد شد تا خسارت سازه ای، ایمنی انسانها را تهدید کند. با وجود اینکه چنین اساسی برای طرح لرزه ای به طور عام فراگیر شده است ولی بیان آن به صورت کمی و در قالب مشخصات طراحی کار ساده ای نیست.

در حالت ایده آل تلاش می شود که اهداف سه گانه فوق با فراهم ساختن نیازهای سختی، مقاومت و ظرفیت استهلاک انرژی با حداقل هزینه ممکن در ساخت اولیه و نیز تعمییرات بعدی در طول عمر سازه تامین گردد.اگرچه اهداف فوق، اصول اولیه طرح در برابر زلزله را مشخص می کنند ولی آیین نامه های مختلف زلزله معمولا در ارائه روشهای عملی برای تحقق هر سه بند فوق موفق نیستند و تنها سعی در برآورد بند آخر (شرایط حدی نهاییUltimate Limit State) را دارند. شرایط عمومی حاکم بر مسائل اقتصادی باعث می شود تا علاوه بر جلوگیری از تلفات جانی، خسارات مالی وارده نیز با استفاده از بندهای اول و دوم کنترل گردد(شرایط حدی بهره برداریServiceability Limit State) در نشریه شماره ۴۰ موسسه تکنولوژی کاربردی آمریکا (ATC) اهداف طراحی لرزه ای سازه ها به صورت زیر بیان گشته است؛

در آیین نامه سه سطح زلزله زیر به ترتیب زیر معرفی شده است:

۱) زلزله حد سرویس(SE): زلزله ای است که احتمال وقوع آن در طی ۵۰ سال کمتر از ۵۰درصد است.

۲) زلزله حد طراحی(DE): زلزله ای است که احتمال وقوع آن در طی ۵۰ سال کمتر از ۱۰درصد است.

۳) زلزله ماکزیمم(ME): حداکثر زلزله ای که با توجه به شرایط لرزه خیزی منطقه انتظار می رود یا زلزله ای که احتمال وقوع آن در طی ۵۰ سال، عمر مفید ساختمان، کمتر از ۵ درصد باشد.

این آیین نامه سطح عملکرد سازه را ترکیبی از عملکرد المانهای سازه ای و غیرسازه ای می داند. هر یک از دسته المانهای سازه ای یا غیرسازه ای می توانند عملکرد جداگانه ای داشته باشند. ترکیبات مختلفی نیز از

عملکرد المانها متصور است که تشکیل دهنده سطح عملکرد سازه می باشد.برای مثال در این آیین نامه ترکیبات جدول۱-۱ را می توان به عنوان عملکرد مجموعه انتظار داشت.

این آیین نامه سطح عملکرد قابل قبول را برای زلزله های مختلف مطابق جدول ۱-۲ معرفی می کند.

بنابراین مشاهده می شود که تامین ایمنی جانی عناصر غیرسازه ای نیز همپایه با عناصر سازه ای مطرح گشته است. برای نمونه سطح عملکرد ایمنی جانی (3-C) طبق این آیین نامه بدین شرح است:

سطح عملکرد ایمنی جانی (3-C) برای سازه ها: این سطح، سطحی از خسارت است که احتمال تهدید جانی ناشی از انهدام عناصر سازه ای انهدام و ریزش عناصر غیرسازه ای بسیار پایین است.

مشاهده می شود که هدف و جهت گیری آیین نامه ها در طراحی لرزه ای یکسان می باشد. درحالیکه ضوابط و مقدار پارامتهای لرزه ای در آیین نامه های مختلف متفاوت است که این هم لزوم بررسی و شناخت بیشتر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها را نشان می‌دهد.

سطوح عملکرد ساختمان						
سطوح عملکرد غیرسازه ای	سطوح عملکرد سازه ای					
	SP-1 قابلیت استفاده بی وقفه	SP-2 خرابی محدود	SP-3 ایمنی جانی	SP-4 ایمنی جانی محدود	SP-5 آستانه فروریزش	SP-6 لحاظ نشده
NP-A خدمات رسانی بی وقفه	1-A خدمات رسانی بی وقفه	2-A	N.R	N.R	N.R	N.R
NP-B قابلیت استفاده بی وقفه	1-B قابلیت استفاده بی وقفه	2-B	3-B	N.R	N.R	N.R
NP-C ایمنی جانی	1-C	2-C	3-C ایمنی جانی	4-C	5-C	6-C
NP-D ایمنی جانی محدود	N.R	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E لحاظ نشده	N.R	N.R	3-E	4-E	5-E آستانه فروریزش	غیرقابل استفاده

جدول۱-۱- ترکیبات سطوح عملکرد سازه ای و غیرسازه ای برای تشکیل سطوح عملکردی ساختمان

هدف عملکرد ایمنی جانی				
زمین لرزه EQ	سطح عملکرد ساختمان			
	قابلیت استفاده بی‌وقفه	خدمات رسانی بی‌وقفه	ایمنی جانی	استانه فروریزش
سطح بهره‌برداریSE				
سطح طرحDE				
سطح ماکزیممME				

جدول۱-۲- سطح عملکرد قابل قبول برای زلزله‌های مختلف

۱-۲- ظرفیت در برابر نیاز (Capacity VS. Demand)

در موارد مختلف منظور از طراحی اشاره به تعیین ظرفیتها و نیازهایی دارد که ممکن است با توجه به شرایط حاکم بر مساله مشخص گردند. بسته به مورد، پارامترهای مختلفی ممکن است به مفهوم ظرفیت و نیاز مورد استفاده قرار گیرد. در حالت کلی به معنی مقاسیه ظرفیت با نیاز می باشد و معادله اساسی طراحی به صورت زیر بیان می شود:

ظرفیت (Capacity) ≥ نیاز(Demand)

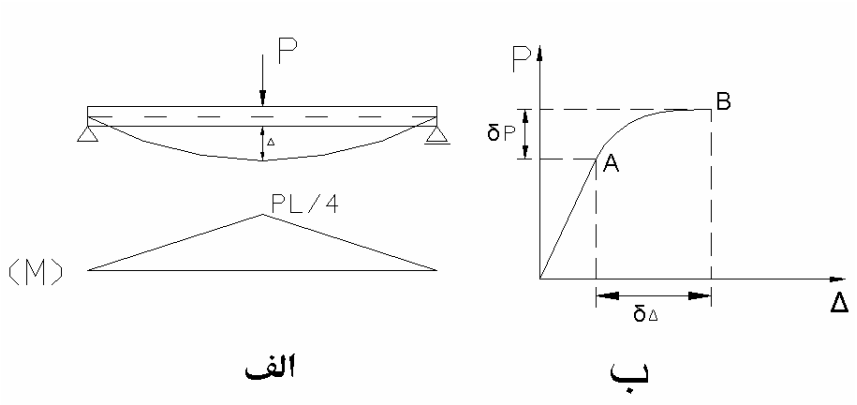
به عنوان مثال ممکن است از مفاهیم آشنای شکل پذیری، سختی، مقاومت، پایداری یا جذب انرژی و انرژی تلف شده به عنوان ظرفیت ونیاز استفاده کرد.به نظر می رسد ارزیابی ظرفیت و نیاز بخصوص در طرح لرزه ای ساده و راحت نیست. محاسبات مربوط به پارامتر نیاز حاصل از تحلیل های عددی مدلهای ریاضی است بطوریکه پارامتر نیاز نتیجه مشترک بین مشخصات سیستم سازه ای و عوامل محیطی وارده زلزله به سازه است.این موضوع بیانگر ارتباط ذاتی بین ظرفیت و نیاز است. یک مثال ساده برای پارامتر نیاز طیف بازتاب شتاب است که مقاومت لازم برای سیستم یک درجه آزادی را بیان می کند. مواردی نیز وجود دارد که در آن ظرفیت سازه ای تا حد قابل توجهی تحت تاثیر عوامل بیرونی اعمال شده به سازه است. به عنوان مثال می توان ظرفیت استهلاک انرژی در یک سیستم سازه ای را ذکر کرد.

همچنین به منظور در نظر گرفتن مسائل ناشی از عوامل ناشناخته در محاسبه پارامتر نیاز، ضروری است تا طراح برای ایجاد حاشیه اطمینان کافی در معادله اساسی طراحی فوق، ظرفیت را افزایش دهد. این کار باید با احتیاط انجام گیرد که ممکن است به افزایش قابل ملاحظه پارامتر نیاز منجر گردد.

۱-۳- پارامترهای تعیین کننده مشخصات لرزه ای سازه ها

۱-۳-۱- مفصل پلاستیک

مفصل پلاستیک در یک قطعه به حالتی گفته می شود که در آن (یا مقطعی از آن) با افزاشی بسیار کم نیروی خارجی دوران ایجاد شود. به عنوان مثال اگر یک تیر ساده بتن آرمه (شکل۱-۱ الف) تحت اثر بار قائم افزایشی P قرار گیرد، منحنی نیرو-تغییرمکان به صورت شکل(۱-۱ ب) خواهد بود.



شکل۱-۱- یک تیر دوسر ساده و تشکیل مفصل پلاستیک در آن

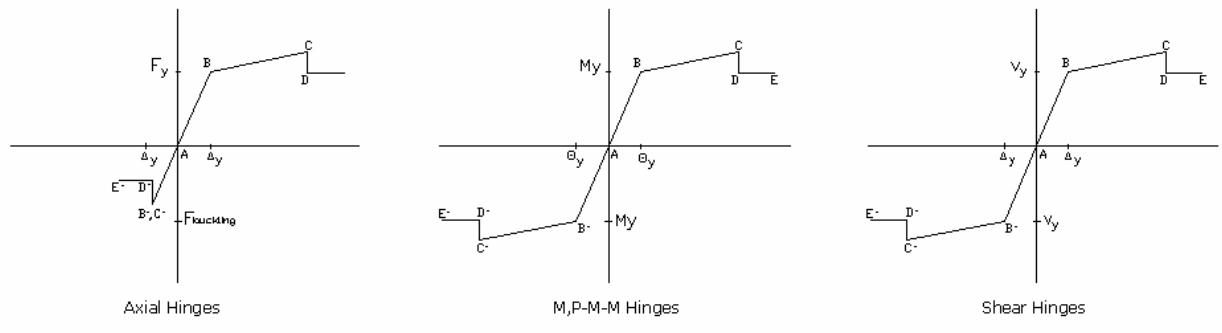
همانگونه که در شکل (۱-۱ ب) ملاحظه می شوددر ناحیه AB تغییرمکان تیر بدون افزایش قابل توجه نیرو، افزایش زیادی یافته است.

این بدان مفهوم است که در مقطع وسط تیر که لنگر ماکزیمم است، افزایش لنگر مقاوم چندانی صورت نگرفته است، حال آنکه دوران قابل ملاحظه ای رخ داده است. به عبارت دیگر تیر در مقطع وسط آزادانه دوران می کند و برای مدتی قبل از فروپاشی لنگر تقریبا ثابتی را تحمل کرده که به آن لنگر پلاستیک و به این حالت مقطع وسط تیر مفصل پلاستیک گفته می شود.

بسته به مولفه نیرویی حاکم در یک قطعه تشکیل مفصل پلاستیک می تواند ناشی از مولفه های نیرویی مختلف باشد.

در بادبندهای زانویی بسته به مشخصات مقطع و همچنین طول المان زانویی مفصلهای برشی و خمشی می‌تواند حادث شود. در ستونها امکان تشکیل مفاصل ناشی از اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی وجود دارد. همچنین ستونها می توانند در اثر نیروی محوری جاری شوند یا کمانش کنند. بادبندها نیز تحت اثر نیروهای محوری می توانند جاری شوند یا کمانش کنند.

لذا لزوم درنظر گرفتن انواع مفاصل فوق در سیستم بادبندی زانویی احساس می‌شود. در این پژوهش نیز همه مفاصل فوق مد نظر قرار گرفته‌اند و در صورت وقوع هر یک از پدیده‌های فوق‌الذکر تاثیر آن بر سازه اعمال می‌گردد. شکل شماتیک هر یک از مفاصل بکار رفته در این تحقیق طبق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای به صورت شکل۱-۲ است.



شکل۱-۲- منحنی نیرو-تغییرشکل مفاصل پلاستیک در اعضا

۱-۳-۲- ضریب شکل پذیری

شکل پذیری از ابتدایی ترین و ساده ترین پارامترهای مطرح در خصوص طراحی لرزه‌ای سازه‌هاست. در اینجا منظور از شکل‌پذیری همان ضریب شکل‌پذیری است که به اختصار شکل‌پذیری گفته می‌شود.

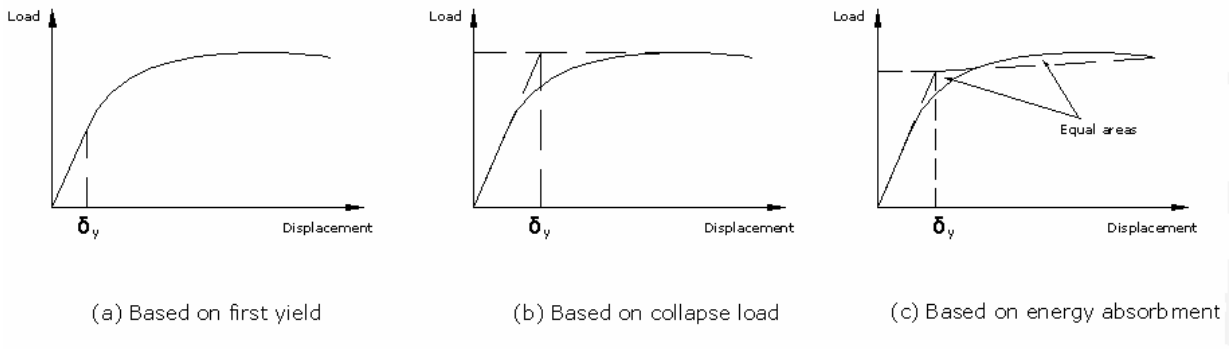
در محدوده رفتار الاستیک سازه، میزان تغییرشکل و نیرو به طور مستقیم و از طریق سختی سازه به هم وابسته‌اند. اما در حالت پاسخ غیر الاستیک این تغییرشکل و نیرو برخلاف حالت قبل به طور مستقیم به هم مربوط نمی‌شوند و تغییرات سختی سازه به خاطر غیرخطی بودن باعث خواهد شد که نیرو و تغییرشکل تنها به یک طریق با هم مرتبط نباشند. در این میان شکل‌پذیری به عنوان یک پارامتر، نشان دهنده میزان غیرخطی بودن خواهد بود.

شکل‌پذیری قابلیتی از یک سازه و یا یک جزء سازه‌ای است که بر اثر آن سازه می تواند تغییرشکل‌های غیرارتجاعی از خود نشان دهد بدون اینکه فروریزد. شکل‌پذیری برای یک سیستم یک درجه آزادی به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \qquad (۱-۱)$$

که در رابطه فوق δ_m تغییرمکان حداکثر و δ_y تغییرمکان نظیر نقطه تسلیم است و δ_m را می توان مجموع δ_y و δp، تغییرمکان پلاستیک دانست.

برای منحنی‌های بار-تغییرمکان که به صورت ساده دوخطی باشند، تغییرمکان نظیر δ_y به سادگی قابل محاسبه است ولی در سازه‌هایی که منحنی بار- تغییرمکان آنها دوخطی نمی باشد محاسبه δ_y کمی مشکل است که به همین منظور روشهای متنوعی برای محاسبه این تغییرمکان گسترش یافته است. شکل ۱-۳ چند نمونه از آنها را نشان می دهد.



شکل۱-۳- روشهای محاسبه تغییرمکان δ_y

در حالت (a) در شکل ۱-۳ تغییرمکان تسلیم متناظر تغییرمکان سازه در لحظه تشکیل نخستین مفصل درنظر گرفته شده، در حالت(b)، δ_y تغییرمکان تسلیم خطی تحت بارنهای می‌باشد. در حالت(c) رفتار چرخه‌ای سیستم با یک سیستم دارای مدل دوخطی تقریب زده می شود که دارای بار حد نهایی و ظرفیت جذب انرژی مدل واقعی است. δ_m تغییرمکان متناظر با انهدام سازه می باشد. چندین اثر مختلف مقدار این تغییرمکان را محدود می کند که عبارتند از:

الف- گسیختگی یا پارگی یک مقطع به علت تجاوز کرنش آن از مقدار کرنش پارگی فولاد

ب- گسیختگی زودهنگام یک مقطع به علت کمانشهای موضعی

ج- مکانیزم شدن کلی سازه در اثر تشکیل حداقل n+1 مفصل پلاستیک (n تعداد درجات نامعینی سازه)

د- کمانشهای کلی اعضاء یا کل سازه

ه- مقدار ماکزیمم تغییرمکانهای غیرخطی مجاز طبق آیین نامه های طراحی لرزه‌ای

برای بدست آوردن δ_m می توان از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و یا دینامیکی غیرخطی استفاده کرد.

۱-۳-۲-۱- اهمیت شکل پذیری در سازه ها

بطوریکه در شکل۱-۴ ملاحظه می‌گردد می‌توان یک سازه را طوری طراحی کرد که در برابر یک زلزله معین در ناحیه خطی باقی بماند و در برابر آن، Ve و Δ e را از خود نشان می‌دهد(سیستم ۱). اگر بخواهیم برای طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله، این سیستم را بکار ببریم امکان پذیر نخواهد بود (غیر از سازه های خاص مانند سازه راکتور اتمی)، چرا که نیروی Ve خیلی بزرگ بوده و تحمل چنین نیرویی با این سیستم ابتدا مستلزم ابعاد و مقاطع بسیار بزرگ است که به لحاظ اقتصادی مقرون به صرفه نبوده و به طور متعارف برای مردم قابل قبول نخواهد بود دوم آنکه رفتا رسازه صرفاً خطی است و استهلاک انرژی به سادگی انجام نمی‌گیرد. بنابراین طراحی سازه‌ها برای زلزله به وسیله مدلهای با بازتاب الاستیک (خطی) مردود است و چاره‌ای جز انتخاب سیستمهای ۲و۳ باقی نمی‌ماند. یعنی سازه را طوری طراحی کنیم که در ناحیه غیرخطی بتواند تغییرشکلهای زیاد را تجربه کند. هر اندازه سازه قادر باشد تغییرشکلهای بیشتری بپذیرد یعنی مفصلها قدرت دوران بیشتری داشته باشند، می توان مقاومت سازه را از Vy عدد کوچکتری درنظر گرفت به عبارت دیگر همانطور که در شکل ۱-۴ نشان داده ده است می توان سازه ای طراحی نمود که رفتار خطی آن منطبق بر مدل ۱ باشد و فقط Ve و تغییرشکل Δ e را تحمل کند. یا با مدل ۲ برای همان زلزله و پاسخهای V2y و Δ 1 و با مدل ۳ برای همان زلزله و پاسخهای V1y و Δ 2.

طراحی بر اساس هر سه مدل قابل قبول است و تفاوت عمده آنها با یکدیگر در ناحیه افقی مقاومت-تغییرشکل (برش پایه-تغییرمکان) بوده که مشخص کننده ظرفیت دوران پذیری مفصلها است. همانگونه که ملاحظه می‌گردد ناحیه افقی دیاگرامها در مدل ۳ بیشتر از بقیه بوده و در مقابل نیروی مقاوم متناظر برش پایه V_{1y} به مراتب کمتر از دو نیروی V_e و V_{2y} است. با توجه به موارد فوق می‌توان نتیجه گرفت که بحث طراحی سازه‌ها در برابر زلزله بحث تامین ظرفیت شکل پذیری پلاستیک سازه‌هاست.