

بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ



دانشگاه علم و صنعت ایران
دانشکده مهندسی عمران

طراحی و ارزیابی قابهای بتن آرمه بر اساس سطح عملکرد با استفاده از مفاهیم انرژی و شاخصهای خرابی

مجید رحیلی خراسانی

پایان نامه کارشناسی ارشد
در رشته
مهندسی عمران - سازه

استاد راهنما
دکتر محسنعلی شایانفر

چکیده

رفتار نامطلوب ساختمانهای طراحی شده بر اساس آئین نامه های سنتی در زلزله های اخیر، باعث شدت گرفتن بحث هایی راجع به بازنگری در این آئین نامه ها شده و محققان را بر آن داشته است تا به دنبال روش مطمئن تری در طراحی لرزه ای ساختمانها باشند که در این راستا اخیراً روش طراحی بر اساس عملکرد مورد استقبال فراوان قرار گرفته است. در این پژوهش دو قاب سه طبقه و دو قاب پنج طبقه بتنی به روش سطح عملکرد تحت دو زلزله طبرس و ناغان طراحی شده اند. با توجه به اینکه در پاسخ لرزه ای سازه ها، بحث نیرو- تغییر مکان به تنهایی نمیتواند توجیه کننده تمامی رفتارهای لرزه ای قابها باشد، در روش طراحی ارائه شده، علاوه بر معیارهای تغییر مکانی، تأثیرات انرژی نیز مورد توجه قرار گرفته است. در تعیین سطح عملکرد قابها استفاده از شاخصهای خرابی بیش از روشهای دیگر مورد استقبال قرار گرفته لذا در این مطالعه در تعیین سطح عملکرد قابها، از شاخص خرابی Park و Ang که یک شاخص تجمعی بر پایه انرژی است، استفاده شده است و در نهایت سعی گردیده که یک روش کلی در طراحی لرزه ای به روش سطح عملکرد و با استفاده از مفاهیم انرژی تدوین شود. با این وجود هنوز هم ناشناخته ها و کاستیهای فراوانی در روش انرژی وجود دارد که مانع از ارائه آن بعنوان یک روش جامع در قالب آئین نامه ای مطمئن گشته است. با توجه به تحقیقات و پژوهشهای گسترده ای که در حال حاضر روی این موضوع در سطح جهان صورت میگیرد، آینده ای روشن برای آن پیش بینی میگردد و چه بسا در آینده ای نزدیک، اصول و ضوابط فعلی در آئین نامه ها با اصول و ضوابط انرژی جایگزین گردند. در قسمت ارزیابی نیز به اهمیت تأثیر انرژی در خرابی سازه که در اکثر آئین نامه ها نادیده گرفته شده، اشاره گردیده و نتایج حاصل شده است.

فهرست مطالب

صفحه

| | |
|--|----|
| ۱- فصل اول : مفاهیم ومبانی | ۱ |
| ۱-۱- مقدمه | ۱ |
| ۱-۲- پارامترهای مؤثر در تعیین سطح عملکرد سازه ها | ۳ |
| ۱-۲-۱- ضریب شکل پذیری | ۳ |
| ۱-۲-۲- انرژی پسماند | ۶ |
| ۱-۳- پارامترها و معادلات انرژی لرزه ای | ۷ |
| ۱-۳-۱- معادلات انرژی در سیستم یک درجه آزاد | ۷ |
| ۱-۳-۱-۱- انرژی مطلق | ۸ |
| ۱-۳-۱-۲- انرژی نسبی | ۹ |
| ۱-۳-۲- معادلات ریاضی حالات مختلف انرژی سازه ای | ۹ |
| ۱-۳-۲-۱- انرژی جنبشی | ۱۰ |
| ۱-۳-۲-۲- انرژی جذب شده | ۱۲ |
| ۱-۳-۲-۳- انرژی میرایی | ۱۲ |
| ۱-۳-۲-۴- انرژی ورودی | ۱۲ |
| ۱-۳-۳- معادلات انرژی در سیستم چند درجه آزاد | ۱۳ |
| ۱-۳-۴- معادلات انرژی در سیستمهای غیرخطی چند درجه آزاد | ۱۶ |
| ۱-۳-۵- محاسبه انرژی کرنشی ارتجاعی و انرژی پسماند | ۱۸ |
| ۲- فصل دوم : مهندسی لرزه ای بر مبنای عملکرد | ۲۰ |
| ۲-۱- طراحی بر اساس عملکرد | ۲۰ |
| ۲-۱-۱- انتخاب اهداف عملکرد | ۲۰ |
| ۲-۱-۲- مناسب بودن محل | ۲۲ |
| ۲-۱-۳- طراحی مفهومی لرزه ای جامع | ۲۲ |
| ۲-۱-۴- EQ-RD عددی جامع | ۲۴ |
| ۲-۲- تعیین سطح عملکرد | ۲۴ |
| ۲-۲-۱- طبقه بندی آسیب | ۲۵ |
| ۲-۳- خسارتهای وارد بر ساختمانها | ۲۷ |
| ۲-۳-۱- خسارات وارد بر بخشهای معماری | ۲۷ |
| ۲-۳-۲- خسارات وارد بر تجهیزات و وسایل مستقر در ساختمانها | ۲۸ |
| ۲-۳-۳- خسارات وارد بر تأسیسات مکانیکی و برقی | ۲۹ |

- ۲۹ ۲-۳-۴ خسارات ناشی از ضعف کلی مجموعه
- ۲۹ ۲-۳-۴-۱ خسارات ناشی از طراحی عمومی نامناسب
- ۳۰ ۲-۳-۴-۲ خسارات ناشی از اثر ساختمان مجاور
- ۳۱ ۲-۳-۴-۳ خسارات ناشی از اثر خاک محل
- ۳۱ ۲-۳-۴-۴ خسارات ناشی از ضعفهای موضعی

۳- فصل سوم : مروری بر رفتار اعضای بتن آرمه تحت اثر بار زلزله

- ۳۵ ۳-۱ مقدمه
- ۳۵ ۳-۲ رفتار مصالح ساختمانی تحت اثر بارهای نوسانی
- ۳۵ ۳-۲-۱ رفتار بتن
- ۳۷ ۳-۲-۲ رفتار لرزه ای آرماتور
- ۳۸ ۳-۲-۳ اثر متقابل بتن و فولاد
- ۳۸ ۳-۲-۳-۱ چسبندگی میله های تسلیح و بتن
- ۳۹ ۳-۲-۳-۲ اثر میلگردهای عرضی
- ۴۰ ۳-۲-۳-۳ کماتش میلگردهای تسلیح
- ۴۱ ۳-۳ رفتار اعضای بتن آرمه تحت اثر بار نوسانی
- ۴۱ ۳-۳-۱ تیرها
- ۴۵ ۳-۳-۲ ستونها
- ۴۹ ۳-۳-۳ اتصالات

۴- فصل چهارم : طراحی و ارزیابی لرزه ای بر مبنای عملکرد

- ۵۳ ۴-۱ شاخصهای خرابی لرزه ای در سازه های بتن آرمه
- ۵۳ ۴-۱-۱ شاخصهای خرابی محلی
- ۵۴ ۴-۱-۱-۱ شاخصهای تجمعی بر پایه انرژی
- ۵۶ ۴-۱-۱-۲ شاخصهای ترکیبی
- ۶۰ ۴-۱-۲ شاخص های خرابی کلی
- ۶۰ ۴-۱-۲-۱ شاخص های میانگین وزنی
- ۶۱ ۴-۱-۲-۲ شاخصها بر پایه پارامتر های مدی
- ۶۶ ۴-۱-۲-۳ شاخص های مالی
- ۶۷ ۴-۲ تثبیت EQ-RD های طراحی
- ۶۷ ۴-۲-۱ تثبیت EQGM های طراحی
- ۶۷ ۴-۲-۲ روند طراحی اولیه عددی
- ۷۶ ۴-۳ طراحی بر اساس عملکرد قابهای نمونه

| | | |
|-----|-------|--|
| ۷۶ | | ۴-۳-۱- سازه های مورد مطالعه |
| ۷۷ | | ۴-۳-۲- زلزله های ورودی |
| ۷۸ | | ۴-۳-۳- سطح عملکرد |
| ۷۹ | | ۴-۳-۴- نکات منظور شده در تحلیل دینامیکی غیرخطی |
| | | |
| ۸۰ | | ۵- فصل پنجم : طراحی لرزه ای دو سازه بتنی سه طبقه |
| ۸۰ | | ۵-۱- روش طراحی قابهای نمونه |
| ۸۲ | | ۵-۲- طراحی قاب FR-۱ |
| ۹۵ | | ۵-۳- طراحی قاب FR-۲ |
| | | |
| ۱۰۹ | | ۶- فصل ششم : طراحی لرزه ای دو سازه بتنی پنج طبقه |
| ۱۰۹ | | ۶-۱- روش طراحی قابهای نمونه |
| ۱۱۱ | | ۶-۲- طراحی قاب FR-۳ |
| ۱۳۳ | | ۶-۳- طراحی قاب FR-۴ |
| | | |
| ۱۵۶ | | ۷- فصل هفتم : ارزیابی لرزه ای چند سازه بتنی |
| ۱۵۶ | | ۷-۱- روش ارزیابی قابهای نمونه |
| ۱۵۷ | | ۷-۲- ارزیابی قاب FR-۵ |
| ۱۶۲ | | ۷-۳- ارزیابی قاب FR-۶ |
| ۱۶۷ | | ۷-۴- ارزیابی قاب FR-۷ |
| ۱۷۳ | | ۷-۵- ارزیابی قاب FR-۸ |
| | | |
| ۱۷۸ | | ۸- فصل هشتم : جمع بندی مطالب و پیشنهادات |
| ۱۷۸ | | ۸-۱- جمع بندی مطالب |
| ۱۸۰ | | ۸-۲- پیشنهادات |
| | | |
| ۱۸۱ | | مراجع و منابع |

۱- فصل اول : مفاهیم و مبانی

- شکل (۱-۱): تعاریف مختلف تغییر مکان حد تسلیم ۴
- شکل (۱-۲): فرضیات مختلف تعیین حداکثر تغییر مکان ۵
- شکل (۱-۳): سیستم یک درجه آزاد ساده دو خطی تحت بارگذاری رفت و برگشتی ۶
- شکل (۱-۴): مدل ریاضی سیستم یک درجه آزاد تحت اثر جنبش زمین ۸
- شکل (۱-۵): تعیین نقطه تسلیم در تحلیل استاتیکی غیرخطی Pushover ۱۹

۲- فصل دوم : مهندسی لرزه ای بر مبنای عملکرد

- شکل (۲-۱): اهداف پیشنهادی عملکرد لرزه ای برای ساختمانها (SEAOC, ۱۹۹۵) ۲۱
- شکل (۲-۲): خسارت به دیوار خارجی ساختماندر اثر بی توجهی به ایمنی دیوارهای غیر سازه .. ۲۸
- شکل (۲-۳): آسیب دیدگی به دلیل ایجاد طبقه نرم ۳۰
- شکل (۲-۴): پدیده روانگرایی در هنگام وقوع زلزله ۳۱
- شکل (۲-۵): شکست برشی ستون به دلیل وجود دیوار میانقاب ۳۲
- شکل (۲-۶): شکست اتصال به دلیل کم تعداد بودن تنگها ۳۴

۳- فصل سوم : مروری بر رفتار اعضای بتن آر مه تحت اثر بار زلزله

- شکل (۳-۱): منحنی تنش کرنش انواع بتن و مدل هاگنستاد ۳۶
- شکل (۳-۲): تأثیر نرخ کرنش بر منحنیهای تنش - کرنش بتن ۳۷
- شکل (۳-۳): رابطه تنش- کرنش فولاد ۳۷
- شکل (۳-۴): مشخصات منحنی تنش- کرنش آرماتورهای فولادی ۳۸
- شکل (۳-۵): منحنی پسماند کامل آرماتور فولادی ۳۸
- شکل (۳-۶): رابطه تنش چسبندگی - لغزش ۳۹
- شکل (۳-۷): اثر محصور سازی بر روابط تنش کرنش بتن ۴۰
- شکل (۳-۸): تغییرات منحنی تنش - کرنش نسبت به میزان فولاد عرضی ۴۰
- شکل (۳-۹): اثر تسلیح عرضی در جلوگیری از کمانش میلگردهای طولی ۴۱
- شکل (۳-۱۰): رابطه لنگر انحنا برای یک تیر تحت اثر بار صعودی ۴۲
- شکل (۳-۱۱): رابطه لنگر انحنا برای یک جزء بتن مسلح با فولاد کششی و فشاری تحت اثر لنگر خمشی رفت و برگشتی ۴۲
- شکل (۳-۱۲): مراحل مختلف پدیده تنگش منحنی هیستریزیس یک تیر ۴۴
- شکل (۳-۱۳): فولاد گذاری قطری و منحنی هیستریزیس مربوطه ۴۵

- شکل (۳-۱۴): رابطه لنگر انحنای اعضای بتن آرمه تحت اثر بار محوری ثابت و لنگر خمشی ۴۶
- شکل (۳-۱۵): تاثیر تسلیح عرضی بر رابطه بار- تغییر شکل تیر ستونها ۴۷
- شکل (۳-۱۶): رابطه بین نیروی برشی و لنگر خمشی با زاویه دوران برای تیر ستونها ۴۸
- شکل (۳-۱۷): رفتار هیستریزیس تیر ستونها را با فولادگذاری موازی و قطری ۴۸
- شکل (۳-۱۸): اثر مقدار تسلیح قطری روی روابط بار تغییر مکان برای تیر ستونها ۴۹
- شکل (۳-۱۹): رابطه بار تغییر شکل برای یک اتصال تیر به ستون ۵۰
- شکل (۳-۲۰): مکانیزم انتقال نیرو در اتصال ۵۲

۴- فصل چهارم : طراحی و ارزیابی لرزه ای بر مبنای عملکرد

- شکل (۴-۱): نیم چرخه های اولیه (PHC) و پیرو (FHC) . (Kratzig - ۱۹۸۹) ۵۶
- شکل (۴-۲): خصوصیات لنگر- خیز برای شاخص Bracci (۱۹۸۹) ۶۰
- شکل (۴-۳): تغییر در تناوب اصلی یک سازه در حین وقوع یک زلزله ۶۲
- شکل (۴-۴): روابط بین شاخص های تعدیل سازی و آسیب سازه ۶۴
- شکل (۴-۵): نمودار تحلیل و طراحی مقدماتی ۷۰
- شکل (۴-۶): شتاب نگاشت نرمال شده زلزله های طبس و ناغان نسبت به شتاب زمین ۷۸

۵- فصل پنجم : طراحی لرزه ای دو سازه بتنی سه طبقه

- شکل (۵-۱): مشخصات هندسی قاب FR-۱ ۸۲
- شکل (۵-۲): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب FR-۱ تحت زلزله طبس ۰/۲۰g ۸۳
- شکل (۵-۳): مراحل تقویت اعضا در قاب FR-۱ تحت زلزله طبس ۰/۲۰g ۸۴
- شکل (۵-۴): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب اصلاح شده نهایی FR-۱
تحت زلزله طبس ۰/۲۰g ۸۷
- شکل (۵-۵): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب اصلاح شده نهایی FR-۱
تحت زلزله طبس ۰/۳۵g ۸۸
- شکل (۵-۶): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب اصلاح شده نهایی FR-۱
تحت زلزله طبس ۰/۵۰g ۸۹
- شکل (۵-۷): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب FR-۱ تحت زلزله ناغان ۰/۲۰g ۹۰
- شکل (۵-۸): محل تقویت اعضا در قاب FR-۱ تحت زلزله ناغان ۰/۲۰g ۹۱
- شکل (۵-۹): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب اصلاح شده نهایی FR-۱
تحت زلزله ناغان ۰/۲۰g ۹۳
- شکل (۵-۱۰): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب اصلاح شده نهایی FR-۱
تحت زلزله ناغان ۰/۳۵g ۹۴

- شکل (۵-۱۱): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب اصلاح شده نهایی FR-۱
- ۹۴ تحت زلزله ناغان ۰/۵۰g
- شکل (۵-۱۲): مشخصات هندسی قاب FR-۲
- ۹۷ شکل (۵-۱۳): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب FR-۲ تحت زلزله طبس ۰/۲۰g
- ۹۸ شکل (۵-۱۴): مراحل تقویت اعضا در قاب FR-۲ تحت زلزله طبس ۰/۲۰g
- ۹۹ شکل (۵-۱۵): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب اصلاح شده نهایی FR-۲
- ۱۰۱ تحت زلزله طبس ۰/۲۰g
- شکل (۵-۱۶): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب اصلاح شده نهایی FR-۲
- ۱۰۲ تحت زلزله طبس ۰/۳۵g
- شکل (۵-۱۷): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب اصلاح شده نهایی FR-۲
- ۱۰۲ تحت زلزله طبس ۰/۵۰g
- شکل (۵-۱۸): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب FR-۲ تحت زلزله ناغان ۰/۲۰g
- ۱۰۴ شکل (۵-۱۹): محل تقویت اعضا در قاب FR-۲ تحت زلزله ناغان ۰/۲۰g
- ۱۰۵ شکل (۵-۲۰): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب اصلاح شده نهایی FR-۲
- ۱۰۷ تحت زلزله ناغان ۰/۲۰g
- شکل (۵-۲۱): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب اصلاح شده نهایی FR-۲
- ۱۰۸ تحت زلزله ناغان ۰/۳۵g
- شکل (۵-۲۲): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب اصلاح شده نهایی FR-۲
- ۱۰۸ تحت زلزله ناغان ۰/۵۰g

۶- فصل ششم: طراحی لرزه ای دو سازه بتنی پنج طبقه

- شکل (۶-۱): مشخصات هندسی قاب FR-۳
- ۱۱۱ شکل (۶-۲): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب FR-۳ تحت زلزله طبس ۰/۲۰g
- ۱۱۲ شکل (۶-۳): مراحل تقویت اعضا در قاب FR-۳ تحت زلزله طبس ۰/۲۰g
- ۱۱۴ شکل (۶-۴): مراحل تقویت اعضا در قاب اصلاحی FR-۳ تحت زلزله طبس ۰/۳۵g
- ۱۱۷ شکل (۶-۵): محل تقویت اعضا در قاب اصلاحی FR-۳ تحت زلزله طبس ۰/۵۰g
- ۱۱۸ شکل (۶-۶): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب اصلاح شده نهایی FR-۳
- ۱۲۰ تحت زلزله طبس ۰/۲۰g
- شکل (۶-۷): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب اصلاح شده نهایی FR-۳
- ۱۲۱ تحت زلزله طبس ۰/۳۵g
- شکل (۶-۸): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب اصلاح شده نهایی FR-۳
- ۱۲۲ تحت زلزله طبس ۰/۵۰g
- شکل (۶-۹): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب FR-۳ تحت زلزله ناغان ۰/۲۰g
- ۱۲۴

- شکل (۶-۱۰): مراحل تقویت اعضا در قاب FR-۳ تحت زلزله ناغان ۰/۲۰g ۱۲۵
- شکل (۶-۱۱): محل تقویت اعضا در قاب اصلاحی FR-۳ تحت زلزله ناغان ۰/۳۵g ۱۲۷
- شکل (۶-۱۲): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب اصلاح شده نهایی FR-۳
تحت زلزله ناغان ۰/۲۰g ۱۲۹
- شکل (۶-۱۳): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب اصلاح شده نهایی FR-۳
تحت زلزله ناغان ۰/۳۵g ۱۳۰
- شکل (۶-۱۴): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب اصلاح شده نهایی FR-۳
تحت زلزله ناغان ۰/۵۰g ۱۳۱
- شکل (۶-۱۵): مشخصات هندسی قاب FR-۴ ۱۳۳
- شکل (۶-۱۶): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب FR-۴ تحت زلزله طبس ۰/۲۰g ۱۳۵
- شکل (۶-۱۷): مراحل تقویت اعضا در قاب FR-۴ تحت زلزله طبس ۰/۲۰g ۱۳۶
- شکل (۶-۱۸): مراحل تقویت اعضا در قاب اصلاحی FR-۴ تحت زلزله طبس ۰/۳۵g ۱۳۹
- شکل (۶-۱۹): مراحل تقویت اعضا در قاب اصلاحی FR-۴ تحت زلزله طبس ۰/۵۰g ۱۴۱
- شکل (۶-۲۰): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب اصلاح شده نهایی FR-۴
تحت زلزله طبس ۰/۲۰g ۱۴۳
- شکل (۶-۲۱): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب اصلاح شده نهایی FR-۴
تحت زلزله طبس ۰/۳۵g ۱۴۴
- شکل (۶-۲۲): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب اصلاح شده نهایی FR-۴
تحت زلزله طبس ۰/۵۰g ۱۴۵
- شکل (۶-۲۳): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب FR-۴ تحت زلزله ناغان ۰/۲۰g ۱۴۷
- شکل (۶-۲۴): محل تقویت اعضا در قاب FR-۴ تحت زلزله ناغان ۰/۲۰g ۱۴۸
- شکل (۶-۲۵): محل تقویت اعضا در قاب اصلاحی FR-۴ تحت زلزله ناغان ۰/۳۵g ۱۴۹
- شکل (۶-۲۶): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب اصلاح شده نهایی FR-۴
تحت زلزله ناغان ۰/۲۰g ۱۵۲
- شکل (۶-۲۷): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب اصلاح شده نهایی FR-۴
تحت زلزله ناغان ۰/۳۵g ۱۵۳
- شکل (۶-۲۸): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب اصلاح شده نهایی FR-۴
تحت زلزله ناغان ۰/۵۰g ۱۵۴

۷- فصل هفتم: ارزیابی لرزه ای چند سازه بتنی

شکل (۷-۱): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب FR-۵ تحت زلزله طبس

- برای مقادیر مختلف β ۱۵۹

- شکل (۷-۲): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب FR-۵ تحت زلزله ناغان
 برای مقادیر مختلف β ۱۶۱
- شکل (۷-۳): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب FR-۶ تحت زلزله طبس
 برای مقادیر مختلف β ۱۶۴
- شکل (۷-۴): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب FR-۶ تحت زلزله ناغان
 برای مقادیر مختلف β ۱۶۶
- شکل (۷-۵): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب FR-۷ تحت زلزله طبس
 برای مقادیر مختلف β ۱۷۰
- شکل (۷-۶): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب FR-۷ تحت زلزله ناغان
 برای مقادیر مختلف β ۱۷۲
- شکل (۷-۷): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب FR-۸ تحت زلزله طبس
 برای مقادیر مختلف β ۱۷۵
- شکل (۷-۸): نمودار تاریخچه زمانی آسیب در قاب FR-۸ تحت زلزله ناغان
 برای مقادیر مختلف β ۱۷۷

۸- فصل هشتم : جمع بندی مطالب و پیشنهادات

۱- فصل اول : مفاهیم و مبانی

۲- فصل دوم : مهندسی لرزه ای بر مبنای عملکرد

۳- فصل سوم : مروری بر رفتار اعضای بتن آرمه تحت اثر بار زلزله

۴- فصل چهارم : طراحی و ارزیابی لرزه ای بر مبنای عملکرد

| | |
|--|----|
| جدول (۴-۱): مشخصات قابهای نمونه | ۷۶ |
| جدول (۴-۲): سطح عملکرد و سطح خطر انتخابی | ۷۹ |

۵- فصل پنجم : طراحی لرزه ای دو سازه بتنی سه طبقه

| | |
|---|-----|
| جدول (۵-۱): جزئیات قاب FR-۱ | ۸۲ |
| جدول (۵-۲): سطح عملکرد قاب FR-۱ تحت زلزله طبس ۰/۲۰g | ۸۴ |
| جدول (۵-۳): سطح عملکرد قاب FR-۱ تحت زلزله طبس ۰/۲۰g پس از هر مرحله تقویت | ۸۵ |
| جدول (۵-۴): سطح عملکرد قاب اصلاح شده FR-۱ تحت زلزله طبس ۰/۳۵g | ۸۶ |
| جدول (۵-۵): سطح عملکرد قاب اصلاح شده FR-۱ تحت زلزله طبس ۰/۵۰g | ۸۶ |
| جدول (۵-۶): جزئیات قاب اصلاح شده نهایی FR-۱ تحت زلزله طبس | ۸۹ |
| جدول (۵-۷): سطح عملکرد قاب FR-۱ تحت زلزله ناغان ۰/۲۰g | ۹۱ |
| جدول (۵-۸): سطح عملکرد قاب FR-۱ تحت زلزله ناغان ۰/۲۰g پس از تقویت | ۹۱ |
| جدول (۵-۹): سطح عملکرد قاب اصلاح شده FR-۱ تحت زلزله ناغان ۰/۳۵g | ۹۲ |
| جدول (۵-۱۰): سطح عملکرد قاب اصلاح شده FR-۱ تحت زلزله ناغان ۰/۵۰g | ۹۲ |
| جدول (۵-۱۱): جزئیات قاب اصلاح شده نهایی FR-۱ تحت زلزله ناغان | ۹۵ |
| جدول (۵-۱۲): جزئیات قاب FR-۲ | ۹۶ |
| جدول (۵-۱۳): سطح عملکرد قاب FR-۱ تحت زلزله طبس ۰/۲۰g | ۹۷ |
| جدول (۵-۱۴): سطح عملکرد قاب FR-۲ تحت زلزله طبس ۰/۲۰g پس از هر مرحله تقویت | ۹۸ |
| جدول (۵-۱۵): سطح عملکرد قاب اصلاح شده FR-۲ تحت زلزله طبس ۰/۳۵g | ۹۹ |
| جدول (۵-۱۶): سطح عملکرد قاب اصلاح شده FR-۲ تحت زلزله طبس ۰/۵۰g | ۹۹ |
| جدول (۵-۱۷): جزئیات قاب اصلاح شده نهایی FR-۲ تحت زلزله طبس | ۱۰۲ |
| جدول (۵-۱۸): سطح عملکرد قاب FR-۱ تحت زلزله ناغان ۰/۲۰g | ۱۰۴ |

- جدول (۵-۱۹): سطح عملکرد قاب FR-۲ تحت زلزله ناغان $0/20$ g پس از تقویت ۱۰۴
- جدول (۵-۲۰): سطح عملکرد قاب اصلاح شده FR-۲ تحت زلزله ناغان $0/35$ g ۱۰۵
- جدول (۵-۲۱): سطح عملکرد قاب اصلاح شده FR-۲ تحت زلزله ناغان $0/50$ g ۱۰۵
- جدول (۵-۲۲): جزئیات قاب اصلاح شده نهایی FR-۲ تحت زلزله ناغان ۱۰۸

۶- فصل ششم: طراحی لرزه ای دو سازه بتنی پنج طبقه

- جدول (۶-۱): جزئیات قاب FR-۳ ۱۱۲
- جدول (۶-۲): سطح عملکرد قاب FR-۳ تحت زلزله طبس $0/20$ g ۱۱۳
- جدول (۶-۳): سطح عملکرد قاب FR-۳ تحت زلزله طبس $0/20$ g ۱۱۳
- پس از هر مرحله تقویت ۱۱۴
- جدول (۶-۴): سطح عملکرد قاب اصلاح شده FR-۳ تحت زلزله طبس $0/35$ g ۱۱۶
- جدول (۶-۵): سطح عملکرد قاب FR-۳ تحت زلزله طبس $0/35$ g ۱۱۶
- پس از هر مرحله تقویت ۱۱۷
- جدول (۶-۶): سطح عملکرد قاب اصلاح شده FR-۳ تحت زلزله طبس $0/50$ g ۱۱۸
- جدول (۶-۷): سطح عملکرد قاب FR-۳ تحت زلزله طبس $0/50$ g پس از تقویت ۱۱۸
- جدول (۶-۸): سطح عملکرد قاب اصلاح شده نهایی FR-۳ تحت زلزله طبس $0/20$ g ۱۱۸
- پس از تقویت ۱۱۹
- جدول (۶-۹): سطح عملکرد قاب اصلاح شده نهایی FR-۳ تحت زلزله طبس $0/35$ g ۱۱۹
- پس از تقویت ۱۱۹
- جدول (۶-۱۰): جزئیات قاب اصلاح شده نهایی FR-۳ تحت زلزله طبس ۱۲۲
- جدول (۶-۱۱): سطح عملکرد قاب FR-۳ تحت زلزله ناغان $0/20$ g ۱۲۵
- جدول (۶-۱۲): سطح عملکرد قاب FR-۳ تحت زلزله ناغان $0/20$ g ۱۲۵
- پس از هر مرحله تقویت ۱۲۶
- جدول (۶-۱۳): سطح عملکرد قاب اصلاح شده FR-۳ تحت زلزله ناغان $0/35$ g ۱۲۶
- جدول (۶-۱۴): سطح عملکرد قاب FR-۳ تحت زلزله ناغان $0/35$ g پس از تقویت ۱۲۷
- جدول (۶-۱۵): سطح عملکرد قاب اصلاح شده FR-۳ تحت زلزله ناغان $0/50$ g ۱۲۷
- جدول (۶-۱۶): سطح عملکرد قاب اصلاح شده نهایی FR-۳ تحت زلزله ناغان $0/20$ g ۱۲۷
- پس از تقویت ۱۲۸
- جدول (۶-۱۷): جزئیات قاب اصلاح شده نهایی FR-۳ تحت زلزله ناغان ۱۳۲
- جدول (۶-۱۸): جزئیات قاب FR-۴ ۱۳۴
- جدول (۶-۱۹): سطح عملکرد قاب FR-۴ تحت زلزله طبس $0/20$ g ۱۳۵
- جدول (۶-۲۰): سطح عملکرد قاب FR-۴ تحت زلزله طبس $0/20$ g ۱۳۵
- پس از هر مرحله تقویت ۱۳۷

- جدول (۶-۲۱): سطح عملکرد قاب اصلاح شده FR-۴ تحت زلزله طبس ۰/۳۵g ۱۳۹
- جدول (۶-۲۲): سطح عملکرد قاب FR-۴ تحت زلزله طبس ۰/۳۵g ۱۳۹
- پس از هر مرحله تقویت ۱۳۹
- جدول (۶-۲۳): سطح عملکرد قاب اصلاح شده FR-۴ تحت زلزله طبس ۰/۵۰g ۱۴۰
- جدول (۶-۲۴): سطح عملکرد قاب FR-۴ تحت زلزله طبس ۰/۵۰g ۱۴۰
- پس از هر مرحله تقویت ۱۴۱
- جدول (۶-۲۵): سطح عملکرد قاب اصلاح شده نهایی FR-۴ تحت زلزله طبس ۰/۲۰g ۱۴۱
- پس از تقویت ۱۴۲
- جدول (۶-۲۶): سطح عملکرد قاب اصلاح شده نهایی FR-۴ تحت زلزله طبس ۰/۳۵g ۱۴۲
- پس از تقویت ۱۴۲
- جدول (۶-۲۷): جزئیات قاب اصلاح شده نهایی FR-۴ تحت زلزله طبس ۱۴۶
- جدول (۶-۲۸): سطح عملکرد قاب FR-۴ تحت زلزله ناغان ۰/۲۰g ۱۴۸
- جدول (۶-۲۹): سطح عملکرد قاب FR-۴ تحت زلزله ناغان ۰/۲۰g پس از تقویت ۱۴۸
- جدول (۶-۳۰): سطح عملکرد قاب اصلاح شده FR-۳ تحت زلزله ناغان ۰/۳۵g ۱۴۹
- جدول (۶-۳۱): سطح عملکرد قاب FR-۴ تحت زلزله ناغان ۰/۳۵g پس از تقویت ۱۵۰
- جدول (۶-۳۲): سطح عملکرد قاب اصلاح شده FR-۴ تحت زلزله ناغان ۰/۵۰g ۱۵۰
- جدول (۶-۳۳): سطح عملکرد قاب اصلاح شده نهایی FR-۴ تحت زلزله ناغان ۰/۲۰g ۱۵۰
- پس از تقویت ۱۵۱
- جدول (۶-۳۴): جزئیات قاب اصلاح شده نهایی FR-۴ تحت زلزله ناغان ۱۵۵

۷- فصل هفتم: ارزیابی لرزه ای چند سازه بتنی

- جدول (۷-۱): جزئیات قاب FR-۵ ۱۵۷
- جدول (۷-۲): سطح عملکرد قاب FR-۵ تحت زلزله طبس با فرض " $\beta = 0$ " ۱۵۸
- جدول (۷-۳): سطح عملکرد قاب FR-۵ تحت زلزله طبس با فرض " $\beta = 0/10$ " ۱۵۸
- جدول (۷-۴): سطح عملکرد قاب FR-۵ تحت زلزله طبس با فرض " $\beta = 0/25$ " ۱۵۸
- جدول (۷-۵): سطح عملکرد قاب FR-۵ تحت زلزله ناغان با فرض " $\beta = 0$ " ۱۶۰
- جدول (۷-۶): سطح عملکرد قاب FR-۵ تحت زلزله ناغان با فرض " $\beta = 0/10$ " ۱۶۰
- جدول (۷-۷): سطح عملکرد قاب FR-۵ تحت زلزله ناغان با فرض " $\beta = 0/25$ " ۱۶۰
- جدول (۷-۸): جزئیات قاب FR-۶ ۱۶۲
- جدول (۷-۹): سطح عملکرد قاب FR-۶ تحت زلزله طبس با فرض " $\beta = 0$ " ۱۶۳
- جدول (۷-۱۰): سطح عملکرد قاب FR-۶ تحت زلزله طبس با فرض " $\beta = 0/10$ " ۱۶۳
- جدول (۷-۱۱): سطح عملکرد قاب FR-۶ تحت زلزله طبس با فرض " $\beta = 0/25$ " ۱۶۳
- جدول (۷-۱۲): سطح عملکرد قاب FR-۶ تحت زلزله ناغان با فرض " $\beta = 0$ " ۱۶۴

- جدول (۷-۱۳): سطح عملکرد قاب FR-۶ تحت زلزله ناغان با فرض " $\beta = 0/10$ " ۱۶۵
- جدول (۷-۱۴): سطح عملکرد قاب FR-۶ تحت زلزله ناغان با فرض " $\beta = 0/25$ " ۱۶۵
- جدول (۷-۱۵): جزئیات قاب FR-۷ ۱۶۷
- جدول (۷-۱۶): سطح عملکرد قاب FR-۷ تحت زلزله طبس با فرض " $\beta = 0$ " ۱۶۸
- جدول (۷-۱۷): سطح عملکرد قاب FR-۷ تحت زلزله طبس با فرض " $\beta = 0/10$ " ۱۶۸
- جدول (۷-۱۸): سطح عملکرد قاب FR-۷ تحت زلزله طبس با فرض " $\beta = 0/25$ " ۱۶۸
- جدول (۷-۱۹): سطح عملکرد قاب FR-۷ تحت زلزله ناغان با فرض " $\beta = 0$ " ۱۷۰
- جدول (۷-۲۰): سطح عملکرد قاب FR-۷ تحت زلزله ناغان با فرض " $\beta = 0/10$ " ۱۷۱
- جدول (۷-۲۱): سطح عملکرد قاب FR-۷ تحت زلزله ناغان با فرض " $\beta = 0/25$ " ۱۷۱
- جدول (۷-۲۲): جزئیات قاب FR-۸ ۱۷۳
- جدول (۷-۲۳): سطح عملکرد قاب FR-۸ تحت زلزله طبس با فرض " $\beta = 0$ " ۱۷۴
- جدول (۷-۲۴): سطح عملکرد قاب FR-۸ تحت زلزله طبس با فرض " $\beta = 0/10$ " ۱۷۴
- جدول (۷-۲۵): سطح عملکرد قاب FR-۸ تحت زلزله طبس با فرض " $\beta = 0/25$ " ۱۷۴
- جدول (۷-۲۶): سطح عملکرد قاب FR-۸ تحت زلزله ناغان با فرض " $\beta = 0$ " ۱۷۶
- جدول (۷-۲۷): سطح عملکرد قاب FR-۸ تحت زلزله ناغان با فرض " $\beta = 0/10$ " ۱۷۶
- جدول (۷-۲۸): سطح عملکرد قاب FR-۸ تحت زلزله ناغان با فرض " $\beta = 0/25$ " ۱۷۶

۸- فصل هشتم : جمع بندی مطالب و پیشنهادات

فصل اول

مفاهیم و مبانی

۱-۱- مقدمه

مروری بر عملکرد ساختمانها در خلال زلزله های دهه اخیر، به وضوح نیاز به EQ-RD^۱ و EQ-RC^۲ را که منجر به ساختمانهای مهندسی سازی می شوند که رفتار قابل پیشبینی تری را تحت EQGM^۳ ها نشان می دهند، نشان داد. تعداد افراد بی خانمان شده و سطح تلفات اقتصادی در اثر آسیب فیزیکی به ساختمانهای مهندسی و غیر مهندسی از لحاظ اجتماعی و اقتصادی غیرقابل قبول به نظر میرسد. این موضوع از آیین نامه های لرزه ای موجود که بر اساس EQ-RD و تنها بر پایه سطح عملکرد ایمنی جانی و ارضا نیازمندیهای مقاومت تبیین شده، چندان دور از تصور نیست. اگرچه درک مسائل اساسی ایجاد شده توسط زلزله ها و رفتار سازه های تحت EQGMS بطور مشخصی پیشرفت کرده است و این پیشرفت در فرمولاسیون نیازمندیهای آیین نامه های اصلاح شده، مخصوصاً در جزئیات اعضای سازه منعکس شده است، دیدگاه آیین نامه های موجود طراحی لرزه ای دارای کمبود در درک اهداف فلسفه جهانی EQ-RD هستند. آیین نامه های موجود لرزه ای شفاف نیستند، بدین معنا که قواعد آنها مفاهیم پایه ای را که عملکرد لرزه ای ساختمانها را هدایت می کنند، بوضوح ارائه نمی دهند.

برآمده از نیاز بالا، جامعه مهندسی سازه کالیفرنیا (SEAOC) کمیته Vision ۲۰۰۰ را به منظور توسعه یک ساختار کاری جامع و مفهومی برای آیین نامه های لرزه ای بنا نهادند. این ساختار که به آن "مهندسی لرزه ای بر مبنای عملکرد" می گویند، تمامی مباحثی را که یک آیین نامه لرزه ای می باید، به قاعده در آورد، از قبیل

^۱ Earth Quake Resistant Design

^۲ Earth Quake Resistant Capacity

^۳ Earth Quake Ground Motion

طراحی کلی مفهومی، طراحی عددی اولیه، آنالیز قابلیت قبولی، طراحی نهایی و جزئیات، اطمینان از کیفیت در حین ساخت و بازبینی کاربری و نگهداری شامل میشود.

پژوهشهای مختلف انجام شده ثابت کرده است که در پاسخ لرزه ای سازه ها بحث نیرو- تغییر مکان در حالت ارتجاعی و یا حتی الاستوپلاستیک کامل دوخطی به تنهایی نمیتواند توجیه کننده تمامی رفتارهای لرزه ای سازه ای باشد لذا طی دو دهه اخیر بحث انرژی بسیار مورد توجه قرار گرفته است و با پیشرفتهای صورت گرفته در این روش، بسیاری از پارامترها و رفتارهای مطرح در طراحی و ارزیابی لرزه ای سازه ها قابلیت توجیه و اعمال یافته است. با این وجود هنوز هم ناشناخته ها و کاستیهای فراوانی در روش انرژی وجود دارد که مانع از ارائه آن بعنوان یک روش جامع در قالب آئین نامه ای مطمئن گشته است. با توجه به تحقیقات و پژوهشهای گسترده ای که در حال حاضر روی این موضوع در سطح جهان صورت میگیرد، آینده ای روشن برای آن پیش بینی میگردد و چه بسا در آینده ای نزدیک، اصول و ضوابط فعلی در آئین نامه ها با اصول و ضوابط انرژی جایگزین گردند.

نخستین بار Housner در سال ۱۹۵۶ یک تحلیل از طراحی حدی بر اساس انرژی را پیشنهاد کرد [۱] که در آن ظرفیت جذب انرژی سازه در برابر زلزله های بزرگ بعنوان یک عامل اطمینان و سلامتی سازه مطرح شد. وی عقیده داشت که قسمتی از یک انرژی که زلزله به سازه وارد میکند استهلاک پیدا کرده و قسمتی دیگر به انرژی جنبشی و انرژی کرنشی تبدیل میشود.

بدلیل وجود مسائل متعدد در برآورد انرژی نیاز و ظرفیت و نقش آنها در فرایند طراحی، در حدود یک ربع قرن مفاهیم مربوط به انرژی نادیده گرفته شد. سپس تقریباً از اوایل دهه نود به بعد، بحث استفاده از مفاهیم انرژی در طرح لرزه ای سازه ها، توجهات زیادی را به خود جلب کرد و موضوع انرژی بطور جدی تر دنبال شد. Zahrah در سال ۱۹۸۴ پارامترهای مؤثر در جذب انرژی لرزه ای در سیستمهای یک درجه آزاد را بررسی کرد [۲] و امکان در نظرگیری تعداد سیکلهای پلاستیک معادل را که بر اساس انرژی پسماند محاسبه میشد بعنوان یک مشخصه مهم در طرح لرزه ای سازه ها، خاطر نشان ساخت. Akiyama در سال ۱۹۸۵ کتابی را در زمینه طراحی حدی سازه ها منتشر کرد [۳] که در آن سعی در تشریح اصول اولیه روش انرژی با استفاده از روش ارائه شده توسط

Housner نمود و بر این اساس روشی را برای طراحی سازه های فولادی ارائه کرد. بررسی عمیق و دقیقتر پارامترهای انرژی در معادله تعادل لرزه ای توسط Uang منجر به ارائه دو حالت مختلف برای معادله تعادل انرژی با تعاریف ریاضی شد [۴]. ضمن اینکه ژرف نگری موجود در مطالعات آنها بعضی نکات انحرافی موجود در تحقیقات قبلی را در ارتباط با انرژی ورودی و نیز محاسبه ظرفیت استهلاک انرژی پسماند مشخص ساخت. Uang و Bertero را میتوان از جمله افراد پیشرو در مورد روش انرژی دانست [۵] که سبب گسترش فعالیتهای موجود و توجه بیش از پیش سایر محققان به این زمینه شد. آنها استفاده از انرژی ورودی را بعنوان یک پارامتر قابل اعتماد و خوش آتیه برای تعریف پتانسیل خرابی زمینلرزه ها معرفی نمودند [۶].

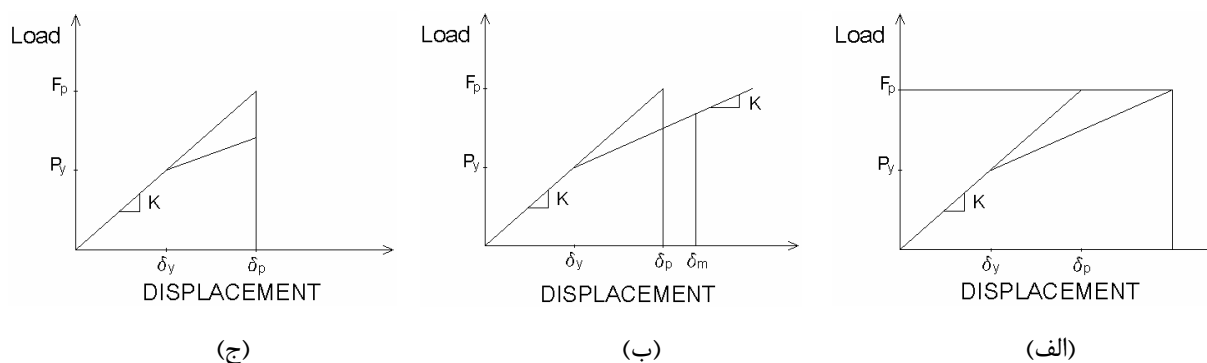
با توجه به توسعه استفاده از روشهای انرژی و مهندسی لرزه ای بر اساس عملکرد، میتوان آینده طراحی سازه ها بر اساس سطح عملکرد با استفاده از مفاهیم انرژی را بسیار روشن پیش بینی نمود. در این راه به منظور تعیین سطح عملکرد سازه استفاده از شاخصهای خرابی بیش از روشهای دیگر مورد استقبال قرار گرفت. هرچند ایده اولیه محاسبه شاخصهای خرابی، ارزیابی خرابی لرزه ای پس از زلزله بود ولی امروزه استفاده از مدلهای خرابی برای تعیین معیارهای طراحی، از جایگاه قابل قبولی برخوردار است. همزمان با معرفی پارامترهای انرژی، در روشهای محاسبه شاخصهای خرابی سازه ها از مزایای تجمعی بودن پارامتر انرژی نیز استفاده شد. دانشمندان متعددی مدلهایی را بر اساس انرژی ارائه دادند که مدل Park و Ang بعنوان یکی از معتبرترین مدلهای خرابی لرزه ای سازه های بتنی شناخته شده است.

۲-۱- پارامترهای مؤثر در تعیین سطح عملکرد سازه ها

۱-۲-۱- ضریب شکل پذیری

شاید بتوان شکل پذیری را ابتدائی ترین و ساده ترین پارامتر مطرح در تعیین سطح عملکرد سازه ها دانست. منظور از شکل پذیری، همان ضریب شکل پذیری است و برای سهولت شکل پذیری گفته میشود. در یک سازه با رفتار ارتجاعی، میزان تغییر شکل و نیرو بطور مستقیم از طریق سختی سازه به هم وابسته اند ولی در حالت

صورتیکه تحلیل دینامیکی غیر خطی صورت نگیرد میتوان مطابق شکل (۱-۲) δ_m را از روی نتایج تحلیل ارتجاعی سیستم بدست آورد [۷].



شکل (۱-۲): فرضیات مختلف تعیین حداکثر تغییر مکان [۷]

شکل (۱-۲-الف) مربوط به پریودهای بزرگتر از 0.5 ثانیه است که در آن δ_m را برای هر دو حالت تحلیل های خطی و غیر خطی میتوان مساوی گرفت. شکل (۱-۲-ب) برای پریودهای بین 0.17 تا 0.5 ثانیه میباشد که در آن باید حداکثر تغییر مکان غیر ارتجاعی را از تساوی انرژی جذب شده برای دو حالت خطی و غیر خطی بدست آورد. شکل (۱-۲-ج) نیز برای پریودهای کمتر از 0.17 ثانیه بوده و حداکثر تغییر مکان غیر ارتجاعی با توجه به تساوی برش پایه در دو حالت تحلیل خطی و غیر خطی محاسبه میشود. رابطه ارائه شده در شکل (۱-۲) بیشتر برای تحلیل استاتیکی غیر ارتجاعی بکار میرود. در صورت انجام تحلیل دینامیکی شکل پذیری میتواند بصورت زیر تعریف گردد [۸]:

$$\mu = \frac{\delta_p + \delta_y}{\delta_y} \quad (1-2)$$

این موضوع به خاطر متأثر بودن تغییر مکان هر سیکل از تغییر مکان باقیمانده از سیکل قبلی است. شکل (۱-۳) مقادیر δ_p و δ_y را در یک سیستم ساده دو خطی نشان میدهد [۸].