

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشگاه آزاد اسلامی

واحد تهران مرکزی

دانشکده عمران

پایان نامه برای دریافت درجه کارشناسی ارشد (M.Sc)

گرایش: سازه

عنوان:

پیشنهاد جدید در مراحل طراحی سازه های فولادی با اتصالات RBS

با استفاده از مدیریت نتایج طراحی بر اساس عملکرد

استاد راهنما:

دکتر شهریار طاووسی تفرشی

استاد مشاور:

دکتر جعفر عسگری مارنانی

پژوهشگر:

محمد حسین ممقانی

تابستان ۱۳۹۲

تقدیم به :

پدر بزرگوار و مادر مهربانم

به خاطر زحمات بی دریغشان

تشکر و قدردانی :

بجاست که از زحمات استاد ارجمند جناب آقای دکتر شهیار طاووسی تفرشی که مفتخر به شاگردی ایشان بوده ام و از راهنمایی های بی دریغشان بهره برده ام، نهایت سپاسگزاری را داشته باشم.

همچنین از استاد بزرگوار جناب آقای دکتر جعفر عسگری مارنانی که از محضرشان درس علم و اخلاق و عمل آموخته ام نهایت تشکر و قدردانی را داشته باشم.

چکیده

با توجه به تاثیر جزییات اتصالات در رفتار اتصالات و مقادیر جابجایی ها و عکس العمل های سازه ها، می توان با طراحی بهینه اتصال، تغییر قابل توجهی در رفتار اتصال، رفتار و سطح عملکرد لرزه ای قابهای خمشی ایجاد کرد. یکی از اتصالاتی که امروزه کاربرد دارد و مطابق آیین نامه AISC 358-2010 دارای شرایط لازم برای استفاده در قابهای خمشی می باشد، اتصال تیر با مقطع کاهش یافته و یا اتصال RBS (Reduced Beam Section) است. تحقیقات نشان داده اند که خرابی های اتصالات به دلیل کماتش بال و جان، تغییر شکل چشمه اتصال و شکست جوش در ناحیه اتصال تیر به ستون می باشد. این خرابی ها، تاثیر زیادی در ویژگی های رفتاری قابهای خمشی فولادی، مثل سختی، شکل پذیری و سطح عملکرد لرزه ای قابها دارند. لذا در این تحقیق به بررسی اثر مشخصات اتصالات تیر با مقطع کاهش یافته، در خرابی های فوق، توزیع تنش در ناحیه بریده شده، سختی و مقاومت اتصال پرداخته شده است. برای این منظور نمونه های این اتصالات به روش اجزاء محدود تحت تغییر مکان متناوب در نوک تیر تحلیل گردیده و منحنی های لنگر- دوران اتصالات استخراج شده و در تحلیل قابهای خمشی مورد استفاده قرار گرفته است. قابهای مورد تحلیل مشتمل بر سه قاب ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه می باشد که بر اساس مقررات AISC طراحی شده است. طراحی قابها بر اساس ضوابط و مقررات AISC Seismic Provision (2010) و طراحی اتصالات بر اساس مقررات AISC 358-2010 انجام شده است. اتصالات قابها طراحی شده اند و نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی اتصالات حاکی از آن است که توزیع تنش و کرنش در قاب ها بیشتر به سمت تیرها و مفاصل پلاستیک پیش بینی شده، منتقل شده بطوریکه در تمامی اتصالات تمرکز تنش به دور از بر ستون و ناحیه جوش اتصال تیر به ستون، رخ داده است. به منظور مدلسازی رفتار واقعی اتصال و چشمه اتصال در قابها، یک مدل اجزاء محدود در اتصال کناری قاب ایجاد شده و تحلیل شده است و رفتار اتصال و چشمه اتصال در آن مشاهده شده است. نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی قابهای خمشی با اتصالات مقطع تیر کاهش یافته، در ۷ رکورد متفاوت که با ضوابط استاندارد انتخاب و مقیاس شده اند، حاکی از آن است که می توان با بکار گیری این نوع اتصال علاوه بر جلوگیری از شکست های ترد در ناحیه جوش شده، سطح عملکرد خوبی را از سازه انتظار داشت. در این روش رفتار اتصال با استفاده از مفصل خمشی مدلسازی شده است. همچنین نتایج مویید این مطلب است که می توان با انتخاب پارامتر های بهینه در محدوده ای که توسط آیین نامه AISC 358-2010 تعیین شده، سطح عملکرد مورد نظر آیین نامه ها برای قاب ها را تامین کرد.

واژه های کلیدی: قاب فولادی خمشی، اتصال تیر با مقطع کاهش یافته RBS، تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی، طراحی بر اساس عملکرد.

فهرست مطالب

<u>صفحه</u>	<u>عنوان</u>
۱	فصل ۱- مقدمه و اهداف
۲	۱-۱- مقدمه
۲	۲-۱- مقدمه کلی بر طراحی بر اساس عملکرد
۲	۱-۲-۱- پایداری لرزه ای سازه
۴	۲-۲-۱- استفاده از شکل پذیری برای محاسبه نیروی زلزله
۴	۳-۲-۱- طراحی بر اساس تغییر شکل (عملکرد)
۵	۴-۲-۱- ایده زنجیر ایمن (تسلیم هدایت شده)
۷	۳-۱- قاب های خمشی فولادی
۷	۱-۳-۱- مشکلات رایج در قاب های خمشی
۱۰	۲-۳-۱- اصلاح رفتار اتصالات صلب خمشی
۱۳	۳-۳-۱- اتصالات تائید صلاحیت شده
۲۲	۴-۳-۱- جزئیات بیشتر در اتصال تیر با مقطع کاهش یافته
۲۳	۴-۳-۱- اتصالات صلب خمشی تیر با مقطع تیرکاهش یافته و تاریخچه تحقیقات RBS
۲۷	۴-۱- اهداف و روش تحقیق
۳۰	فصل ۲- روش ارزیابی رفتار قابهای فولادی خمشی
۳۱	۱-۲- مقدمه
۳۱	۲-۲- تعریف سطح عملکرد ساختمان
۳۱	۱-۲-۲- سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای
۳۲	۳-۲- رفتار اجزای سازه
۳۳	۴-۲- فرضیات اولیه در مدلسازی
۳۳	۱-۴-۲- پیکربندی قاب
۳۳	۲-۴-۲- مدل سازی اجزاء
۳۴	۳-۴-۲- سختی نقطه گره
۳۴	۴-۴-۲- اثر $P - \Delta$
۳۴	۵-۴-۲- اثرهمزمان مؤلفه‌های زلزله
۳۴	۶-۴-۲- مؤلفه قائم زلزله

۳۵	۷-۴-۲- نوع بارگذاری ثقلی و جانبی
۳۵	۵-۲- روشهای تحلیل سازه
۳۵	۱-۵-۲- انواع تحلیل
۳۵	۲-۵-۲- تحلیل های خطی
۳۶	۳-۵-۲- تحلیل استاتیکی خطی
۳۷	۴-۵-۲- تحلیل دینامیکی خطی
۳۸	۵-۵-۲- تحلیل خطی شبه دینامیکی یا طیفی
۳۹	۶-۵-۲- معایب روش های دینامیکی طیفی
۳۹	۷-۵-۲- تحلیل خطی دینامیکی تاریخچه زمانی
۴۰	۸-۵-۲- تحلیل های غیر خطی
۴۱	۹-۵-۲- تحلیل استاتیکی غیر خطی (پوش آور)
۴۳	۱۰-۵-۲- فرضیات روش تحلیل استاتیکی غیر خطی
۴۳	۱۱-۵-۲- مزایا و معایب روش استاتیکی غیر خطی
۴۳	۱۲-۵-۲- تحلیل پوش آور و معایب آن
۴۵	۱۳-۵-۲- تحلیل غیر خطی دینامیکی
۴۵	۱-۱۳-۵-۲- آنالیز دینامیکی با استفاده از طیف پاسخ غیر خطی
۴۶	۱۴-۵-۲- تحلیل دینامیکی افزایشی IDA
۴۶	۱۵-۵-۲- آنالیز تاریخچه زمانی غیر خطی THA
۴۷	۶-۲- معیارهای پذیرش برای روشهای غیرخطی
۵۱	فصل ۳- طراحی قابها و اتصالات مورد مطالعه
۵۲	۱-۳- مقدمه
۵۲	۲-۳- مشخصات کلی قاب ها
۵۲	۲-۳-۳- بارگذاری جانبی
۵۲	۴-۳- طراحی قابها
۵۲	۱-۴-۳- طراحی تیر
۵۲	۱-۱-۴-۳- معیار های لاغری
۵۳	۲-۱-۴-۳- مهار جانبی تیرها
۵۴	۲-۴-۳- طراحی ستونها
۵۴	۱-۲-۴-۳- محدودیت ستونها بر اساس مقررات AISC
۵۶	۲-۲-۴-۳- معیارهای لاغری ستونها

۵۶	۵-۳- طراحی اتصالات
۵۶	۳-۵-۱- طراحی ناحیه بریده شده تیر (ناحیه RBS)
۵۹	۳-۵-۲- تعیین مقاومت برشی مورد نیاز
۶۰	۳-۵-۳- نام گذاری اتصالات
۶۳	۳-۵-۳- مقاومت ناحیه چشمه اتصال
۶۳	۳-۵-۴- طراحی ورقهای پیوستگی
۶۳	۳-۶- کنترل معیار ستون قوی- تیر ضعیف
۶۴	۳-۷- کنترل تغییر مکان جانبی قابها

۶۸ فصل ۴- مدل‌های اجزاء محدود اتصالات و استخراج منحنی‌های $M-\theta$

۶۸	۴-۱- مقدمه
۶۸	۴-۲- نحوه مدلسازی اجزاء محدود اتصالات
۷۰	۴-۳- تایید و اعتبارسنجی مدل اجزاء محدود اتصالات
۷۱	۴-۳-۱- معرفی نمونه‌های آزمایشگاهی و مدل اجزاء محدود نمونه‌های آزمایشگاهی
۷۳	۴-۴- سخت شدگی Hardening
۷۳	۴-۴-۱- رفتار تک محوری مصالح
۷۴	۴-۴-۲- رفتار چند محوری مصالح
۷۶	۴-۴-۳- قوانین سخت شدگی
۷۶	۴-۴-۳-۱- قوانین سخت شدگی ایزوتروپیک
۷۶	۴-۴-۳-۲- قوانین سخت شدگی سینماتیک Kinematic
۸۰	۴-۵- بهینه سازی اتصال
۸۰	۴-۵-۱- نتایج بهینه سازی
۸۱	۴-۶- بارگذاری و تحلیل مدل اجزاء محدود نمونه‌های آزمایشگاهی
۸۵	۴-۷- نمودار هیستریزیس
۸۵	۴-۷-۱- فرمول بندی مدل Bouc-Wen
۸۶	۴-۷-۲- محاسبه انرژی مستهلک شده در سازه
۸۶	۴-۷-۳- رسم نمودار هیستریزیس
۸۷	۴-۷-۴- زوال مقاومت Strength Degradation
۸۷	۴-۷-۵- زوال سختی Stiffness Degradation
۸۹	۴-۷-۶- Pinching Effect
۸۹	۴-۷-۷- اثر نیروی P-Delta (کمانش) در نمودار هیستریزیس

۹۱	۸-۴- نتایج تحلیل اجزاء محدود
۹۱	۸-۴-۱- طول مفصل پلاستیک
۹۳	۸-۴-۲- محل تسلیم، کرنش پلاستیک معادل (PEEQ)
۹۴	۸-۴-۳- کرنش الاستیک نقاط کنترل در نمونه ها
۹۹	۸-۴-۴- مقایسه کرنش پلاستیک نمونه های تحلیل شده
۹۹	۹-۴- معرفی اتصالات صلب مورد بررسی
۱۰۰	۹-۴-۱- نحوه مدل سازی اجزای محدود اتصال
۱۰۲	۹-۴-۲- شرایط مرزی
۱۰۲	۹-۴-۳- بارگذاری
۱۰۳	۹-۴-۴- نتایج تحلیل اتصال
۱۰۷	۹-۴-۵- استخراج منحنی لنگر- دوران (اتصال $M - \theta$)
۱۰۹	فصل ۵- تحلیل و ارزیابی عملکرد قاب ها
۱۱۰	۵-۱- معرفی نرم افزار Perform 3D
۱۱۰	۵-۱-۱- معرفی المان های مورد استفاده
۱۱۰	۵-۱-۱-۱- المان تیر
۱۱۲	۵-۱-۱-۲- مفاصل پلاستیک خمشی
۱۱۲	۵-۱-۱-۳- انواع مدل های تیر
۱۱۳	۵-۱-۱-۴- مدل مفصل پلاستیک
۱۱۳	۵-۱-۱-۴- المان ستون
۱۱۴	۵-۱-۱-۵- انواع مدل های ستون
۱۱۴	۵-۲- مدل سازی قاب ها
۱۱۷	۵-۳- انتخاب شتاب نگاشت
۱۱۸	۵-۳-۱- زمان کلی جنبش (Total duration of vibration)
۱۱۸	۵-۳-۲- زمان موثر جنبش (Effective duration of vibration)
۱۱۸	۵-۳-۳- فاصله از گسل
۱۱۹	۵-۳-۴- نوع خاک
۱۱۹	۵-۴- مشخصات رکورد های انتخابی
۱۲۶	۵-۵- مقیاس کردن شتاب نگاشت ها
۱۲۷	۵-۸- رفتار غیرخطی اجزاء

۱۲۷	۱-۸-۵- رفتار غیرخطی اتصالات و چشمه اتصال
۱۲۷	۲-۸-۵- رفتار غیرخطی ستونها
۱۳۰	۹-۵- مدل میرایی
۱۳۲	۱۰-۵- نتایج بدست آمده برای سازه ها تحت رکوردهای وارده
۱۵۱	فصل ۶- نتیجه گیری و پیشنهادات
۱۵۲	۱-۶- مقدمه
۱۵۲	۲-۶- نتایج تحلیل اتصالات
۱۵۳	۳-۶- نتایج تحلیل قابها
۱۵۴	۴-۶- پیشنهادات
۱۵۵	فهرست مراجع

فهرست جدول ها

صفحه	عنوان
۱۳	جدول ۱-۱- اتصالات کاملاً صلب جوشی آئین نامه FEMA۳۵۰
۴۹	جدول ۱-۲- پارامترهای مدل سازی و معیار پذیرش در روش غیر خطی- اجزای سازه فولادی در نشریه ۳۶۰
۵۰	جدول ۲-۲- پارامترهای مدل سازی و معیار پذیرش در روش غیر خطی- اجزای سازه فولادی در AISC41-06
۵۳	جدول ۱-۳- نسبتهای لاغری موجود و مجاز
۶۰	جدول ۲-۳- مشخصات اتصالات
۶۱	جدول ۳-۳- مشخصات نمونه‌ها و ناحیه چشمه اتصال
۶۴	جدول ۳-۴- نسبت لنگر تیر به ستون نمونه
۶۵	جدول ۳-۵- مشخصات قاب پنج طبقه
۶۵	جدول ۳-۶- مشخصات قاب ده طبقه
۶۶	جدول ۳-۷- مشخصات قاب پانزده طبقه
۷۲	جدول ۱-۴- مشخصات مقاطع اتصالات
۸۰	جدول ۲-۴- مختصات نقاط کنترل در مدل های آزمایشگاهی
۸۲	جدول ۳-۴- تاریخچه بارگذاری
۹۵	جدول ۴-۴- کرنش الاستیک تیر در بال فشاری نمونه ۱ در بارهای ۲۰ تا ۹۵ کیلو نیوتن
۹۷	جدول ۴-۵- کرنش الاستیک تیر در بال فشاری نمونه ۲ در بارهای ۲۰ تا ۹۵ کیلو نیوتن
۹۸	جدول ۴-۶- کرنش الاستیک تیر در بال فشاری نمونه ۳ در بارهای ۲۰ تا ۹۵ کیلو نیوتن
۱۰۰	جدول ۴-۷- مشخصات مصالح بر اساس نتایج تست کوپن
۱۱۵	جدول ۱-۵- بارهای ثقلی وارده بر سازه
۱۱۵	جدول ۲-۵- مشخصات هندسی عضوهای قاب ۵ طبقه
۱۱۵	جدول ۳-۵- مشخصات هندسی عضوهای قاب ۱۰ طبقه
۱۱۶	جدول ۴-۵- مشخصات هندسی عضوهای قاب ۱۵ طبقه
۱۲۶	جدول ۵-۵- مشخصات رکوردهای مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیر خطی
۱۳۰	جدول ۶-۵- مقایسه مقادیر معیار های پذیرش در AISC41-06 با نشریه ۳۶۰ و FEMA356
۱۳۲	جدول ۷-۵- سازه ۵ طبقه تحت رکورد Northridge
۱۳۲	جدول ۸-۵- سازه ۵ طبقه تحت رکورد Loma Prieta
۱۳۳	جدول ۹-۵- سازه ۵ طبقه تحت رکورد Imperial Valley
۱۳۳	جدول ۱۰-۵- سازه ۵ طبقه تحت رکورد San Fernando
۱۳۳	جدول ۱۱-۵- سازه ۵ طبقه تحت رکورد Whittier

۱۳۴	جدول ۵-۱۲- سازه ۵ طبقه تحت رکورد Cape Mendocino
۱۳۴	جدول ۵-۱۳- سازه ۵ طبقه تحت رکورد ChiChi
۱۳۷	جدول ۵-۱۴- سازه ۱۰ طبقه تحت رکورد Northridge
۱۳۷	جدول ۵-۱۵- سازه ۱۰ طبقه تحت رکورد Loma Prieta
۱۳۸	جدول ۵-۱۶- سازه ۱۰ طبقه تحت رکورد Imperial Valley
۱۳۸	جدول ۵-۱۷- سازه ۱۰ طبقه تحت رکورد San Fernando
۱۳۹	جدول ۵-۱۸- سازه ۱۰ طبقه تحت رکورد Whittier
۱۳۹	جدول ۵-۱۹- سازه ۱۰ طبقه تحت رکورد Cape Mendocino
۱۴۰	جدول ۵-۲۰- سازه ۱۰ طبقه تحت رکورد ChiChi
۱۴۳	جدول ۵-۲۱- سازه ۱۵ طبقه تحت رکورد Northridge
۱۴۴	جدول ۵-۲۲- سازه ۱۵ طبقه تحت رکورد Loma Prieta
۱۴۴	جدول ۵-۲۳- سازه ۱۵ طبقه تحت رکورد Imperial Valley
۱۴۵	جدول ۵-۲۴- سازه ۱۵ طبقه تحت رکورد San Fernando
۱۴۵	جدول ۵-۲۵- سازه ۱۵ طبقه تحت رکورد Whittier
۱۴۶	جدول ۵-۲۶- سازه ۱۵ طبقه تحت رکورد Cape Mendocino
۱۴۷	جدول ۵-۲۷- سازه ۱۵ طبقه تحت رکورد ChiChi

فهرست شکل ها

صفحه	عنوان
۳	شکل ۱-۱- مقایسه طیفهای غیرارتجاعی زلزله Elcentro با ضریب زلزله آیین نامه UBC
۴	شکل ۲-۱- ضریب زلزله C تابعی از نسبت شکل پذیری μ (ضوابط آیین نامه زلزله زلاندنو)
۵	شکل ۳-۱- زنجیر ایمن پاولی
۵	شکل ۴-۱- حالت تسلیم هدایت شده در پل بر اساس ضوابط آشتو
۶	شکل ۵-۱- رفتار اعضای کنترل شونده توسط تغییر مکان
۹	شکل ۶-۱- جزئیات رایج اتصالات صلب فولادی جوشی پیش از زلزله Northridge
۹	شکل ۷-۱- ناحیه شروع گسیختگی در اتصالات رایج فولادی جوشی پیش از زلزله Northridge
۱۱	شکل ۸-۱- مثال‌هایی از روش‌های افزایش سختی اتصالات خمشی
۱۳	شکل ۹-۱- روش‌های افزایش نرمی اتصالات خمشی
۱۴	شکل ۱۰-۱- جزئیات اتصالات WUF-B
۱۵	شکل ۱۱-۱- جزئیات اتصالات WUF-W
۱۶	شکل ۱۲-۱- جزئیات اتصالات FF
۱۸	شکل ۱۳-۱- جزئیات اتصالات WFP
۲۰	شکل ۱۴-۱- منحنی هیسترتیک نمونه برای اتصالات تقویت شده با ورق پوششی
۲۱	شکل ۱۵-۱- جزئیات اتصالات RBS
۲۲	شکل ۱۶-۱- روش‌های افزایش نرمی اتصال خمشی
۲۳	شکل ۱۷-۱- مقطع کاهش یافته برج معروف Taipei101 پس از برش حرارتی و سنگ زنی
۲۳	شکل ۱۸-۱- نمونه‌ای از اتصال در حال اجرا
۲۵	شکل ۱۹-۱- منحنی هیسترتیک نمونه برای اتصالات
۲۵	شکل ۲۰-۱- نمونه‌های کمانش یافته
۳۳	شکل ۱-۲- منحنی رفتار اعضا
۴۰	شکل ۲-۲- اختلاف روش خطی و غیر خطی
۴۱	شکل ۳-۲- انتخاب روش تحلیل مطابق نشریه ۳۶۰ بهسازی لرزه ای
۴۲	شکل ۴-۲- منحنی جابجایی بام در برابر برش پایه
۴۴	شکل ۵-۲- نمودار یک چهارم سیکل بارگذاری در روش پوش آور
۵۵	شکل ۱-۳- مشخصات تیر و ستون قاب پنج طبقه
۵۵	شکل ۲-۳- مشخصات تیر و ستون قاب ده طبقه
۵۶	شکل ۳-۳- مشخصات تیر و ستون قاب پانزده طبقه

- ۵۸ شکل ۳-۴- اتصال RBS
- ۵۸ شکل ۳-۵- نحوه محاسبه برش در ناحیه RBS
- ۵۹ شکل ۳-۶- دیاگرام آزاد جهت محاسبه بیشینه لنگر محتمل در بر ستون
- ۷۱ شکل ۴-۱- مشخصات هندسی اتصالات آزمایشگاهی
- ۷۲ شکل ۴-۲- نمونه های اتصالات آزمایشگاهی (M.Ohsaki et al. (۲۰۰۹)
- ۷۲ شکل ۴-۳- نمودار تنش- کرنش مصالح جان و بال تیر
- ۷۴ شکل ۴-۴- رفتار الاستو- پلاستیک
- ۷۴ شکل ۴-۵- سیر تکاملی سطوح جاری شدن در بارگذاری دو محوری
- ۷۵ شکل ۴-۶- رفتارهای سخت شدگی استاندارد
- ۷۶ شکل ۴-۷- نمایی از سخت شدگی خطی و غیر خطی ایزوتروپیک
- شکل ۴-۸- نمایی از جهات استفاده شده از قوانین سخت شدگی Kinematic زیگلر (Ziegler) و پراگر (Prager)
- ۷۸ شکل ۴-۹- اثر بوشینگر (Bauschinger Effect)
- ۷۸ شکل ۴-۱۰- کاهش پلاستیک
- ۷۹ شکل ۴-۱۱- خزش سیکلی
- ۷۹ شکل ۴-۱۲- خستگی نرمی
- ۸۱ شکل ۴-۱۳- نحوه نصب و برپایی نمونه‌ها در آزمایشگاه
- ۸۲ شکل ۴-۱۴- تاریخچه بارگذاری
- ۸۳ شکل ۴-۱۵- نتایج حاصل از مطالعه آزمایشگاهی و مطالعه عددی
- ۸۴ شکل ۴-۱۶- نتایج حاصل از مطالعه عددی
- ۸۶ شکل ۴-۱۷- الف) نمودار بار - زمان ، ب) نمودار تغییر شکل - زمان ، ج) نمودار هیستریزس
- ۸۷ شکل ۴-۱۸- زوال مقاومت Strength Degradation
- ۸۸ شکل ۴-۱۹- زوال مقاومت در منحنی پوش آور یک ساختمان ارتفاع متوسط
- ۸۸ شکل ۴-۲۰- الف- زوال مقاومت سیکلی ب- زوال مقاومت درون- سیکلی
- ۸۹ شکل ۴-۲۱- زوال سختی Stiffness Degradation
- ۸۹ شکل ۴-۲۲- Pinching Effect
- ۹۰ شکل ۴-۲۳- نمودار مهاربند CBF تحت بارگذاری متناوب
- ۹۱ شکل ۴-۲۴- نمودار مهاربند همراه با مراحل کماتش عضو
- ۹۲ شکل ۴-۲۵- توزیع تنش فون میزز برای سه نمونه در انتهای بارگذاری
- ۹۴ شکل ۴-۲۶- توزیع کرنش پلاستیک معادل برای سه نمونه (PEEQ)
- ۹۵ شکل ۴-۲۷- نمودار بار تغییر مکان نمونه ۱ در بارهای ۲۰ تا ۹۵ کیلو نیوتن
- ۹۶ شکل ۴-۲۸- کرنش الاستیک تیر در بال فشاری نمونه ۱ در نقاط کنترل

- شکل ۴-۲۹- نمودار بار تغییر مکان نمونه ۲ در بارهای ۲۰ تا ۹۵ کیلو نیوتن ۹۶
- شکل ۴-۳۰- کرنش الاستیک تیر در بال فشاری نمونه ۲ در نقاط کنترل ۹۷
- شکل ۴-۳۱- نمودار بار تغییر مکان نمونه ۳ در بارهای ۲۰ تا ۹۵ کیلو نیوتن ۹۸
- شکل ۴-۳۲- کرنش الاستیک تیر در بال فشاری نمونه ۳ در نقاط کنترل ۹۹
- شکل ۴-۳۳- مدل سازی و مش بندی احجام اتصال ۱۰۰
- شکل ۴-۳۴- تاریخچه بارگذاری استاندارد AISC Seismic Provisions ۱۰۱
- شکل ۴-۳۵- تاریخچه بارگذاری چرخه ای اعمال شده بر مدل ۱۰۲
- شکل ۴-۳۶- تغییر شکل اتصال و نحوه محاسبه θ ۱۰۳
- شکل ۴-۳۷- کانتور تغییر شکل نمونه RBS ۱۰۴
- شکل ۴-۳۸- کانتور تنش فون میزز نمونه RBS ۱۰۴
- شکل ۴-۳۹- نحوه توزیع مفصل پلاستیک در ناحیه بریده شده (کرنش پلاستیک معادل PEEQ) ۱۰۶
- شکل ۴-۴۰- کانتور کرنش در صفحه XY ۱۰۷
- شکل ۴-۴۱- نحوه محاسبه زاویه دوران اتصال ۱۰۸
- شکل ۴-۴۲- منحنی لنگر- دوران اتصال ۱۰۸
- شکل ۵-۱- مدل مفصل پلاستیک ۱۱۲
- شکل ۵-۲- شتاب نگاشت مولفه اول زلزله Northridge ۱۱۹
- شکل ۵-۳- شتاب نگاشت مولفه دوم زلزله Northridge ۱۱۹
- شکل ۵-۴- زمان موثر جنبش زلزله Northridge ۱۲۰
- شکل ۵-۵- شتاب نگاشت مولفه اول زلزله Loma Perietta ۱۲۰
- شکل ۵-۶- شتاب نگاشت مولفه دوم زلزله Loma Perietta ۱۲۰
- شکل ۵-۷- زمان موثر جنبش زلزله Loma Perietta ۱۲۱
- شکل ۵-۸- شتاب نگاشت مولفه اول زلزله Imperial Valley ۱۲۱
- شکل ۵-۹- شتاب نگاشت مولفه دوم زلزله Imperial Valley ۱۲۱
- شکل ۵-۱۰- زمان موثر جنبش زلزله Imperial Valley ۱۲۲
- شکل ۵-۱۱- شتاب نگاشت مولفه اول زلزله San Fernando ۱۲۲
- شکل ۵-۱۲- شتاب نگاشت مولفه دوم زلزله San Fernando ۱۲۲
- شکل ۵-۱۳- زمان موثر جنبش زلزله San Fernando ۱۲۳
- شکل ۵-۱۴- شتاب نگاشت مولفه اول زلزله Whittier ۱۲۳
- شکل ۵-۱۵- شتاب نگاشت مولفه دوم زلزله Whittier ۱۲۳
- شکل ۵-۱۶- زمان موثر جنبش زلزله Whittier ۱۲۴
- شکل ۵-۱۷- شتاب نگاشت مولفه اول زلزله Cape Mendocino ۱۲۴

- ۱۲۴ شکل ۵-۱۸- شتاب نگاشت مولفه دوم زلزله Cape Mendocino
- ۱۲۵ شکل ۵-۱۹- زمان موثر جنبش زلزله Cape Mendocino
- ۱۲۵ شکل ۵-۲۰- شتاب نگاشت مولفه اول زلزله ChiChi
- ۱۲۵ شکل ۵-۲۱- شتاب نگاشت مولفه دوم زلزله ChiChi
- ۱۲۶ شکل ۵-۲۲- زمان موثر جنبش زلزله ChiChi
- ۱۲۷ شکل ۵-۲۳- منحنی نیرو-تغییر شکل تعمیم یافته برای اعضاء فولادی
- ۱۲۸ شکل ۵-۲۴- مدل رفتاری نمونه ای از عضو تیر (AISC41-06)
- ۱۲۹ شکل ۵-۲۵- مدل رفتاری نمونه ای از عضو تیر (FEMA356 یا نشریه ۳۶۰)
- ۱۲۹ شکل ۵-۲۶- مدل رفتاری نمونه ای از عضو ستون
- ۱۳۱ شکل ۵-۲۷- مدل میرایی بکار رفته در نرم افزار
- ۱۳۴ شکل ۵-۲۸- نمودار Drift بر حسب طبقه برای سازه ۵ طبقه
- ۱۳۵ شکل ۵-۲۹- نمودار برش پایه بر حسب طبقه برای سازه ۵ طبقه
- ۱۳۵ شکل ۵-۳۰- نمودار جابجایی بام برای سازه ۵ طبقه
- ۱۳۵ شکل ۵-۳۱- وضعیت سازه ۵ طبقه برای سطح عملکرد IO
- ۱۳۶ شکل ۵-۳۲- نمودار Usage ratio برای سازه ۵ طبقه تحت رکورد Loma Perieta
- ۱۳۶ شکل ۵-۳۳- نمودار استهلاك انرژی برای سازه ۵ طبقه تحت رکورد Loma Perieta
- ۱۴۰ شکل ۵-۳۴- نمودار Drift بر حسب طبقه برای سازه ۱۰ طبقه
- ۱۴۱ شکل ۵-۳۵- نمودار برش پایه بر حسب طبقه برای سازه ۱۰ طبقه
- ۱۴۱ شکل ۵-۳۶- نمودار جابجایی بام برای سازه ۱۰ طبقه
- ۱۴۲ شکل ۵-۳۷- وضعیت سازه ۱۰ طبقه برای سطح عملکرد IO
- ۱۴۲ شکل ۵-۳۸- نمودار Usage ratio برای سازه ۱۰ طبقه تحت رکورد Imperial Valley
- ۱۴۳ شکل ۵-۳۹- نمودار استهلاك انرژی برای سازه ۱۰ طبقه تحت رکورد Imperial Valley
- ۱۴۷ شکل ۵-۴۰- نمودار Drift بر حسب طبقه برای سازه ۱۵ طبقه
- ۱۴۸ شکل ۵-۴۱- نمودار برش پایه بر حسب طبقه برای سازه ۱۵ طبقه
- ۱۴۸ شکل ۵-۴۲- نمودار جابجایی بام برای سازه ۱۵ طبقه
- ۱۴۹ شکل ۵-۴۳- وضعیت سازه ۱۵ طبقه برای سطح عملکرد IO
- ۱۵۰ شکل ۵-۴۴- نمودار Usage ratio برای سازه ۱۵ طبقه تحت رکورد Imperial Valley
- ۱۵۰ شکل ۵-۴۵- نمودار استهلاك انرژی برای سازه ۱۵ طبقه تحت رکورد Imperial Valley

فصل ۱- مقدمه و اهداف

۱-۱- مقدمه

عملکرد صحیح لرزه ای یک سازه مستلزم آن است که مقاومت قابل دسترسی و ظرفیت های تغییر شکل اعضا پیش از نیاز های تحمیل شده به سازه بر اثر زمین لرزه باشد. با توجه به رفتار سازه در زمان وقوع زمین لرزه، ارزیابی عملکرد دقیق آن باید توسط تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی و با استفاده از زمین لرزه های منتخب صورت گیرد. با ورود سازه به حیطه رفتار غیر خطی تحت اثر زلزله، جابجایی ها نسبت به نیروها توصیف بهتری از پاسخ سازه ارائه داده و با محدود کردن تغییر مکان ها به جای نیروها، سطح تخریب سازه بطور موثرتری کنترل می شود.

تغییر نگرش از طراحی بر اساس نیرو به سمت طراحی بر مبنای رفتار و عملکرد سازه، روش جدیدی را در زمینه طراحی به وجود آورده است که اصطلاحاً طراحی بر اساس عملکرد نامیده می شود. طراحی بر اساس عملکرد بر مبنای طراحی در حالات حدی می باشد. برای دستیابی به ظرفیت سازه در آن سوی محدوده الاستیک احتیاج به استفاده از تحلیل های غیر خطی می باشد.

تخمین نیازهای لرزه ای در سطوح عملکردی پایین مانند ایمنی جانی و جلوگیری از خرابی کلیه سازه، نیازمند ملاحظات گسترده رفتار غیر الاستیک سازه است.

۱-۲- مقدمه کلی بر طراحی بر اساس عملکرد

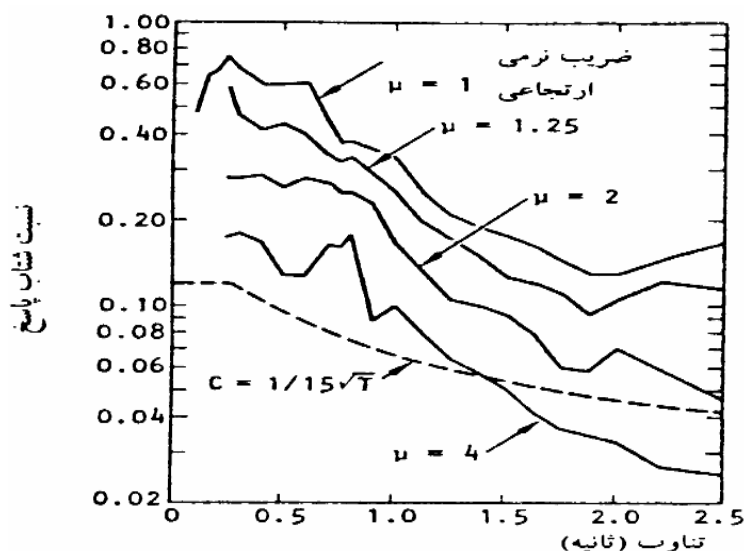
۱-۲-۱- پایداری لرزه ای سازه

عدم قطعیت نیروهای زلزله از یکسو و فزونی چشمگیر آنها بر مقادیر آیین نامه ای از سوی دیگر این سؤال را مطرح می سازد که سازه های موجود چگونه قادرند نیروهای بزرگتر از توان و مقاومت خود را تحمل نمایند و اساساً با این همه پراکندگی و عدم قطعیت چگونه می توان برآورد دقیقی از بارگذاری لرزه ای داشت. پاسخ این سؤال بسیار مهم را باید در طبیعت لحظه ای و آنی نیروی زلزله و توانایی سازه برای پذیرش تغییرشکلهای خمیری یافت.

باید دانست که اگر مقاومت سازه در برابر یک زلزله از نیروی ارتجاعی آن زلزله کمتر باشد سازه وارد حوزه خمیری می شود، و میزان ورود به این حوزه که با ضریب شکل پذیری μ مشخص می شود که به نسبت مقاومت سازه به نیروی ارتجاعی زلزله بستگی دارد.

اولین بار محققان به این واقعیت برخورد کردند و به این سؤال پرداختند که به ازاء چه مقدار شکل

پذیری، نیروهای زلزله با نیروهای آیین نامه ای برابر می شود. آنها طیف غیر ارتجاعی زلزله را برای ضرایب شکل پذیری مختلف حساب کرده و با طیف طراحی آیین نامه مقایسه نمودند که یک نمونه آن در شکل ۱-۱ آمده است. [۱]



شکل ۱-۱- مقایسه طیفهای غیرارتجاعی زلزله Elcentro با ضریب زلزله آیین نامه UBC [۱]

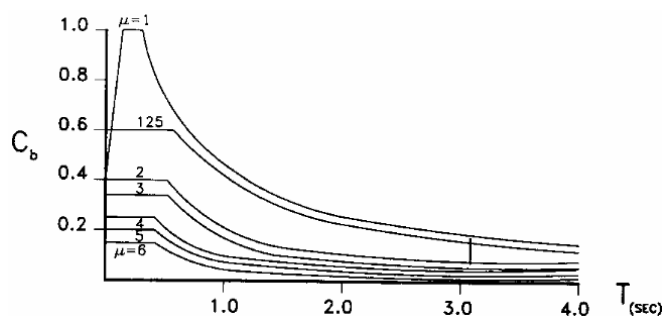
ملاحظه می شود که چنانچه ضریب شکل پذیری سازه های با تناوب بیش از ۱/۵ ثانیه بیش از ۴ باشد نیروی وارد در زلزله Elcentro از نیروهای آیین نامه امریکا کمتر است درحالی که برای سازه های سخت تر این مقدار شکل پذیری کافی نبوده و ضریب شکل پذیری بزرگتری لازم است، که گاهی به ۷ یا بیشتر می رسد.

در سال های اخیر چالش های زیادی در طراحی سازه ها به ویژه طراحی در برابر بارهای ناشی از زلزله ایجاد شده است. روش های طراحی در اکثر آیین نامه های فعلی بر اساس معیار مقاومت می باشد. و این در حالی است که تحقیقات اخیر نشانگر آن می باشد که طراحی سازه ها بر اساس مقاومت نمی تواند ایمنی سازه را ارضا کرده و رفتار سازه غیر قابل پیش بینی می گردد. به عبارت دیگر، محققین دریافتند که افزایش مقاومت با افزایش ایمنی همراه نیست و این مطلب فلسفه طراحی بر اساس مقاومت را به کلی نقض می نماید. به همین دلیل محققین بر آن شدند تا روشی ارائه نمایند تا متضمن ایمنی سازه به خصوص در طول بارگذاری لرزه ای باشد. بنابراین روش طراحی با توجه به معیار رفتار سازه

جایگزین طراحی بر اساس معیار مقاومت گردید. طراحی بر اساس رفتار سازه بدان مفهوم می باشد که در ساختمان، رفتار سازه علاوه بر مقدار مقاومت در اجزای سازه ای نیز مهم می باشد. طراحی بر اساس عملکرد نامی است که محققین برای این روش اختصاص داده اند. [۱]

۱-۲-۲- استفاده از شکل پذیری برای محاسبه نیروی زلزله

دیدیم که مقدار نیروی زلزله را می توان به صورت تابعی از نسبت شکل پذیری سازه بیان کرد. آیین نامه زلاندنو برای اولین بار ضریب زلزله C را به شکل تابعی از نسبت شکل پذیری μ بیان کرده است. همانطور که در شکل ۱-۲ می بینیم، با افزایش نسبت شکل پذیری مقدار ضریب زلزله کاهش می یابد. [۲]



شکل ۱-۲- ضریب زلزله C تابعی از نسبت شکل پذیری μ (ضوابط آیین نامه زلاندنو) [۲]

۱-۲-۳- طراحی بر اساس تغییر شکل (عملکرد)

دیدیم که مقاومت یک معیار ناکافی برای طراحی لرزه ای است زیرا اغلب سازه ها در زلزله های قوی تسلیم شده و وارد ناحیه خمیری می گردند. بنابراین طراحی برای یک نیروی معین بی معناست زیرا در حوزه خمیری حداکثر نیروی وارد بر سازه با مقاومت تسلیم آن برابر است، و در نتیجه نیروی زلزله طرح عملاً تابعی از خواص سازه است و نه زلزله. از این رو نیروی زلزله برای سازه هایی که مطابق آیین نامه طرح شده باشند با مقاومت تسلیم آنها برابر است. چنین نیرویی را می توان نیروی اسمی زلزله نامید. بدین ترتیب اولاً ضریب اطمینان طراحی برابر یک خواهد بود و مطابق تعاریف متداول، سازه فاقد حاشیه ایمنی (ضریب اطمینان بالاتر از یک) است؛ و ثانیاً مشخص نیست که معیار واقعی برای تعیین نیروهای طراحی در اصل چه بوده است.

در دو دهه آخر قرن بیستم تلاش گسترده ای توسط محققان به منظور یافتن معیارهای منطقی تر